

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ A. MIRA DE BEJAIA
FACULTÉ DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME MASTER 02 EN GÉNIE CIVIL
Option : Matériaux et structures (M.S)

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+7+sous-sol) à usage
d'habitation, service et commercial contreventé par
un système mixte (Voiles-Portiques).*

Présenté par :
M^{er} DIB Mabrouk
M^{er} HAMDOUCHE Nadir

Encadré par :
M^{er} HADDI

Promotion 2013-2014

Sommaire

Introduction Générale

CHAPITRE I : GENERALITES

| | | |
|-----|---|---|
| I | Introduction..... | 1 |
| I.1 | Présentation de l'ouvrage..... | 1 |
| I.2 | Règlement et normes utilisés | 1 |
| I.3 | Etats limites de calculs..... | 2 |
| I.4 | Actions et sollicitations de calcul..... | 3 |
| I.5 | caractéristiques des matériaux utilisés | 4 |

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

| | | |
|------|--|----|
| II | Introduction..... | 10 |
| II.1 | Pré dimensionnement des éléments..... | 10 |
| II.2 | Descente de charge pour le poteau (P1) | 30 |
| II.3 | Descente de charge pour le poteau (P2)..... | 35 |
| II.4 | Conclusion | 39 |

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

| | | |
|-------|---------------------------------------|-----|
| | Introduction | 41 |
| III.1 | Etude des poutrelles | 41 |
| III.2 | Etude de la dalle de compression..... | 86 |
| III.3 | Etude des dalles pleines | 87 |
| III.4 | Etude des balcons | 90 |
| III.5 | Etude des escaliers | 94 |
| III.6 | Etude de la poutre de chaînage | 105 |
| III.7 | Etude de l'acrotère | 110 |
| III.7 | Etude de l'ascenseur | 114 |

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

| | | |
|--------|--|-----|
| IV.1 | Introduction | 122 |
| IV.2 | Méthodes de calcul..... | 122 |
| IV.3 | Analyse sismique de la structure..... | 122 |
| IV.3.1 | calcul de la force sismique totale | 123 |
| IV.3.2 | Méthode d'analyse modale spectrale..... | 126 |
| IV.3.3 | Caractéristiques géométriques de la structure | 127 |
| IV.3.4 | La disposition des voiles | 127 |
| IV.3.5 | Vérification de l'interaction voiles-portiques | 131 |

| | |
|--|-----|
| IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 | 132 |
|--|-----|

| | |
|-----------------|-----|
| Conclusion..... | 135 |
|-----------------|-----|

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

| | |
|-----------------------------|-----|
| V.1 Introduction..... | 136 |
| V.2 Etude des Poteaux | 136 |
| V.3 Etude des Poutres | 146 |
| V.4 Etude des Voiles | 157 |

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

| | |
|---------------------------------------|-----|
| VI.1 Introduction | 163 |
| VI.2 choix du type de fondations..... | 163 |
| VI.3 Vérifications | 163 |
| VI.3.1 Semelles isolées..... | 163 |
| VI.3.2 Semelles filantes..... | 164 |
| VI.3.3 Radier générale..... | 165 |
| VI.3.4 les nervures..... | 174 |
| VI.3.5 les voiles périphériques | 181 |
| VI.3.6 Conclusion..... | 186 |

Conclusion Générale

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

| | |
|--|-----|
| Figure I.1 Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton | 5 |
| Figure I.2 Diagramme contraintes déformations à L'ELU | 7 |
| Figure I.3 Diagramme des contraintes –déformation de l'acier | 8 |
| Figure II.1 Plancher à corps creux | 10 |
| Figure II.2 plancher terrasse inaccessible | 11 |
| Figure II.3 plancher étage courant | 12 |
| Figure II.4 Disposition des poutrelles | 14 |
| Figure II.5 coupe transversale d'une poutrelle | 14 |
| Figure II.6 Dalle sur 3 appuis | 17 |
| Figure II.7 vue en plan d'un acrotère | 19 |
| Figure II.8 schéma d'escalier | 19 |
| Figure II.9 vue en plan de l'escalier à 3 volées avec double palier de repos | 20 |
| Figure II.10 Vue en plan de l'escalier avec un quartier tournant | 21 |
| Figure II.11 Vue en plan de l'escalier à 3 volées avec double quartier tournant | 22 |
| Figure II.12 Vue en plan de l'escalier 3 volées avec double palier de repos | 23 |
| Figure II.13 Vue en plan de l'escalier 2 volées avec un palier de repos | 23 |
| Figure II.14 les poteaux les plus sollicités | 27 |
| Figure II.15 surfaces afférentes pour le poteau p1 | 28 |
| Figure II.16 surfaces afférentes pour l'étage courant | 28 |
| Figure II.17 surface afférente (p2) | 34 |
| Figure III.1 évaluation des efforts tranchants | 43 |
| Figure III.2 Caractéristiques géométriques de la poutre | 65 |
| Figure III.3 Schéma de ferrailage de la dalle de compression | 86 |
| Figure III.4 schéma de ferrailage de la dalle pleine | 90 |
| Figure III.5 schéma statique de la dalle sur un seul appui | 90 |
| Figure III.6 schéma de ferrailage de balcon | 93 |
| Figure III.7 vue en plan de l'escalier type 5 | 94 |
| Figure III.8 schéma statique de l'escalier type 5 | 94 |
| Figure III.9 Schéma de ferrailage de l'escalier | 99 |
| Figure III.10 <i>Schéma statique de la poutre palière</i> | 99 |
| Figure III.11 Section creuse équivalente | 103 |
| Figure III.12 Schéma de ferrailage de la poutre palière | 104 |
| Figure III.13 Schéma statique de la poutre de chaînage | 105 |
| Figure III.14 Schéma ferrailage de la poutre de chaînage | 108 |
| Figure III.15 Schéma d'acrotère | 108 |
| Figure III.16 schéma de ferrailage de l'acrotère | 113 |

| | |
|---|-----|
| Figure III.17 Schéma statique et concept d'ascenseur | 114 |
| Figure III.29 Cage d'ascenseur | 114 |
| Figure III.30 Schéma représentant la surface d'impact | 117 |
| Figure III.31 Ferraillage de la dalle d'ascenseur | 120 |
| Figure IV.1 la première disposition des voiles | 128 |
| Figure IV.2 La deuxième disposition des voiles | 129 |
| Figure.1. Zone nodale | 144 |
| Figure. V.2. coupe longitudinal | 144 |
| Figure V.3. Dispositions constructives des portiques | 148 |
| Figure V.4 Les moments dans la zone nodale | 153 |
| Figure V.5 Disposition constructive des armateurs dans les poutres | 154 |
| Figure V.6 Schéma de ferraillage des poutres principales de tous les niveaux | 156 |
| Figure V.7. Disposition des armatures dans les voiles | 158 |
| Figure V.8. Schéma de ferraillage de voile V_{x2} | 162 |
| Figure VI.1 Semelle isolée | 164 |
| Figure VI.2 Semelles filantes | 164 |
| Figure VI.3 Schéma du poinçonnement | 167 |
| Figure VI.4 Schéma d'une dalle sur quatre appuis | 170 |
| Figure VI.5 Schéma de ferraillage du radier | 174 |
| Figure VI.6 Sollicitations sur nervure la plus sollicitée suivant (x-x) | 175 |
| Figure VI.7 Sollicitations sur nervure la plus sollicitée suivant (y-y) | 176 |
| Figure VI.8 Section a ferrailé | 178 |
| Figure VI.9 Schéma de ferraillage des nervures selon xx et yy | 181 |
| Figure VI.10 le voile périphérique | 181 |
| Figure VI.11 Répartition des contraintes sur le voile | 182 |
| Figure VI.12 Schéma de ferraillage du voile périphérique | 186 |

Liste des tableaux

| | |
|--|----|
| Tableau I.1 : f_e en fonction du type d'acier | 8 |
| Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés | 11 |
| Tableau II.1 Evaluation des charges sur la terrasse inaccessible | 12 |
| Tableau II.2 Evaluation des charges sur le plancher courant | 13 |
| Tableau II.3 Evaluation des charges sur le mur extérieur | 17 |
| Tableau II.4. Evaluation des charges sur la dalle pleine | 18 |
| Tableau II.5 l'épaisseur du voile en fonction de la hauteur libre d'étage | 24 |
| Tableau II.6 Evaluation des charges sur la volée | 25 |
| Tableau II.7 Evaluation des charges du palier | 26 |
| Tableau II.8 descente des charges pour le poteau p1 | 34 |
| Tableau II.9 descente des charges pour le poteau p2 | 37 |
| Tableau III.1 Chargement sur les poutrelles | 47 |
| Tableau III.2 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce (type 1). | 51 |
| Tableau III.3 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerce (type 1). | 51 |
| Tableau III.4 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service (type 1). | 51 |
| Tableau III.5 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service (type 1). | 52 |
| Tableau III.6 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce (type 2). | 54 |
| Tableau III.7 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerce (type 2). | 54 |
| Tableau III.8 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation (type 2). | 54 |
| Tableau III.9 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation (type 2). | 55 |
| Tableau III.10 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service (type 3). | 55 |
| Tableau III.11 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service (type 3). | 55 |
| Tableau III.12 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation (type 3). | 56 |
| Tableau III.13 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation (type 3). | 56 |
| Tableau III.14 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 3). | 57 |
| Tableau III.15 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 3). | 57 |
| Tableau III.16 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service (type 4). | 57 |
| Tableau III.17 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service (type 4). | 58 |
| Tableau III.18 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher habitation (type 4). | 58 |
| Tableau III.19 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher habitation (type4) | 58 |
| Tableau III.20 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 4). | 58 |
| Tableau III.21 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 4). | 61 |
| Tableau III.22 sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible. | 61 |
| Tableau III.23 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service (Type 6). | |

| | |
|---|-----|
| | 61 |
| Tableau III.24 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service (Type 6) | 62 |
| Tableau III.25 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher habitation (Type 6). | 62 |
| Tableau III.26 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher habitation (Type 6) | 62 |
| Tableau III.27 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (Type 6). | 63 |
| Tableau III.28 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type 6). | 63 |
| Tableau III.29 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher habitation (Type 7). | 63 |
| Tableau III.30 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher habitation (Type 7). | 63 |
| Tableau III.31 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (Type 7). | 64 |
| Tableau III.32 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type 7). | 64 |
| Tableau III.33 Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux. | 65 |
| Tableau III.34 Les Sollicitation les plus défavorables | 72 |
| Tableau III.35 calcul des sections d'armature pour les autres types de poutrelles. | 72 |
| Tableau III.36 résumé des sections d'armature pour les types les plus défavorables | 73 |
| Tableau III.37 Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement. | 75 |
| Tableau III.38 Vérification à l'état limite de compression du béton des poutrelles. | 79 |
| Tableau III.39 Vérification des états limites de déformation | 80 |
| Tableau III.40 Chargement sur les poutrelles. | 81 |
| Tableau III.41 Les Sollicitation les plus défavorables | 81 |
| Tableau III.42 calcul des sections d'armature pour les autres types de poutrelles. | 82 |
| Tableau III.43 résumé des sections d'armatures longitudinal | 83 |
| Tableau III.44 Vérification des armatures, jonction table nervure et l'effort tranchant. | 83 |
| Tableau III.45 Vérification à l'état limite de compression du béton des poutrelles. | 84 |
| Tableau III.46 Vérification des états limites de déformation | 85 |
| Tableau III.47 Les schémas de ferrailage des poutrelles | 88 |
| Tableau III.48 Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis | 92 |
| Tableau III.49 Calcul du ferrailage de la dalle console du balcon. | 93 |
| Tableau III.50 vérification des contraintes | 93 |
| Tableau III.51 Calcul du ferrailage de la dalle console du balcon. | 96 |
| Tableau III.52 Résultats de ferrailage d'escalier. | 98 |
| Tableau III.53 Vérification des contraintes de compression dans le béton | 101 |
| Tableau III.54 Résultat du ferrailage de la poutre palière | 107 |
| Tableau III.55 Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage | 111 |
| Tableau III.56: le moment engendré par les sollicitations | 116 |
| Tableau.III. 56 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur | 117 |
| Tableau.III.57 : ferrailage de la dalle d'ascenseur. | 120 |

| | |
|---|-----|
| Tableau III.58 : ferrailage de la dalle de la salle des machines | 124 |
| Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq | 126 |
| Tableau IV.2 Résumé des résultats de calcul de la méthode d'analyse modale spectrale. | 127 |
| Tableau IV.3 Les résultats de calcul des caractéristiques géométriques de la structure | 129 |
| Tableau IV.4 Les résultats de la première disposition des voiles | 130 |
| Tableau IV.5 Les résultats de la deuxième disposition des voiles | 131 |
| Tableau IV.6 Vérification de l'interaction sous charges verticales | 132 |
| Tableau IV.7 Vérification de l'interaction sous charges horizontales | 133 |
| Tableau IV.8 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base | 133 |
| Tableau IV.9 Vérification de l'effort normal réduit | 134 |
| Tableau IV.10. Vérification des déplacements relatifs | 135 |
| Tableau. IV.11. Vérification des effets P- Δ | 137 |
| Tableau V.1 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99 | 139 |
| Tableau V.2 Sollicitations dans les poteaux | 139 |
| Tableau V.3 Armatures longitudinales des poteaux | 140 |
| Tableau V.4 Armatures transversales des poteaux | 141 |
| Tableau V.5 Vérification au flambement des poteaux | 142 |
| Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton | 143 |
| Tableau V.7 Vérification des contraintes tangentielles | 145 |
| Tableau V.8 Schéma de ferrailage des poteaux | 147 |
| Tableau V.9 Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le <i>RPA99</i> . | 149 |
| Tableau V.10 Les sollicitations les plus défavorables | 149 |
| Tableau V.11 Armatures longitudinales des poutres | 151 |
| Tableau V.12 Vérification de l'effort tranchant | 151 |
| Tableau V.13 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement. | 152 |
| Tableau V.14 Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS | 153 |
| Tableau V.15 Moment résistant dans les poteaux | 154 |
| Tableau V.16 Moment résistant dans les poutres | 159 |
| Tableau V.17 Résultats du ferrailage du voile V_{1y} | 160 |
| Tableau V.18 Résultats du ferrailage du voile V_{2y} | 160 |
| Tableau V.19 Résultats du ferrailage du voile V_{1x} | 161 |
| Tableau V.20 Résultats du ferrailage du voile V_{2x} | 161 |
| Tableau V.21 Résultats du ferrailage du voile V_{3x} | 171 |
| Tableau VI .1 Tableau du ferrailage du radier à ELU | 172 |

| | | |
|-----------------------|--|-----|
| Tableau VI.2 | Vérification des contraintes dans le béton | 172 |
| Tableau VI.3 | vérification des contraintes de l'acier | 173 |
| Tableau VI.4 | Résumé des résultats de ferrailage à ELS de radier | 176 |
| Tableau VI.5 | Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (xx) à ELU | 176 |
| Tableau VI.6 | Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (xx) à ELS | 177 |
| Tableau VI.7 | <i>Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversale (yy) à ELU</i> | 177 |
| Tableau VI.8 | <i>Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversale (yy) à ELS</i> | 177 |
| Tableau VI.9 | <i>Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinale (xx).</i> | 178 |
| Tableau VI.10 | <i>Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal (yy)</i> | 179 |
| Tableau VI.11 | Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier | 179 |
| Tableau VI.12 | Vérification des contraintes à l'ELS | 179 |
| Tableau VI.13. | Résultats de ferrailage des nervures de radier à ELS (sens x-x) | 183 |
| Tableau VI.14 | Ferrailage du voile périphérique | 185 |
| Tableau VI.15 | Vérification des contraintes | |

Remerciement

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

En tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragement durant tous le parcours des études .sans oublier notre promoteur monsieur **HADDI**

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants département GENIE CIVIL pour leurs rôles important dans notre formation .En particulier nombres de jury qui auront à juger ce travaille.

En fin, à tous nous amis et ceux qui ont aidé à terminer ce modeste travaille.

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.
- A ma grande mère.
- A mes très chers frères Farid Mourad Nadir Imad Nawfel Lamine.
- A mes sœurs Rabiha Samira fahima Célia .
- A ma fiancée wissam.
- A mon beau père et ma belle mère et mes beaux frères.
- A mes oncles.
- A mes cousins et cousines.
- A mes amies et mes enseignants et toute la promotion de génie civil.

DIB. MABROUK

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.
- A mes très chers frères Zinne-Eddine et mazigh.
- A ma sœur Souhila.
- A ma grande mère et grand père
- A ma fiancée Nassima.
- A mes oncles.
- A mes cousins et cousines.
- A mes amies et mes enseignants et toute la promotion de génie civil.

HAMDOUCHE. NADIR

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction générale

Introduction générale

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs « interstorey drifts », et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plus part des bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (commerces + services + habitations) en (R+7+sous sol) implanté à Bejaia qui classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité. Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national « règlement parasismique algérien RPA99 »

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

CHAPITRE

I

I. INTRODUCTION

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage objet de notre étude est un immeuble en R+7+sous-sol. Cet ouvrage est à usage multiple (commerces au sous-sol et RDC et R+1 et habitation aux autres niveaux). Il est classé, d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia (sidi-Ahmed), qui est d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone (IIa), qui est une zone à moyenne sismicité.

▪ Caractéristiques géométriques et architecturales

Les dimensions de notre structure sont les suivantes : [voir plans annexés].

- Dimension projetée selon l'axe x-x' : 33.57 m.
- Dimension projetée selon l'axe y-y' : 19.89 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 32.43m
- Hauteur du R.D.C : 4.08 m.
- Hauteur d'étage : 3.06 m.
- Hauteur de Sous-sol :3.06m.

Etant donné que le bâtiment est situé en zone sismique (IIa) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, l'ossature doit être en système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, RPA (article 3-4-A-1-a).

I.2. REGLEMENTS ET NORMES UTILISES

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- RPA99 /version 2003.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- BAEL91/version 99.

I.3. LES ETATS LIMITES

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées. Selon le BAEL 91 ; nous avons deux états limites : ELS et ELU.

a. Etat limite ultime : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b. Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations,

▪ HYPOTHESES DE CALCUL

a. E.L.U : Selon le CBA93 (article A.4.3.2) ; les hypothèses de calcul à l'ELU sont :

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6- le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton est celui décrit par une parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme est rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- 7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

b. E.L.S : Selon le BAEL91 (article A.4.5) ; les hypothèses de calcul à l'ELS sont :

- 1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- 3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton.

4- On ne déduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

I.4.LES ACTIONS

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

a.Les différents types d'actions

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes sont celles dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
 - Le poids propre de la structure.
 - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
 - Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
 - Les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
 - Les charges d'exploitations.
 - Les charges climatiques (neige et vent).
 - Les effets thermiques.
- **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :
 - Les chocs.
 - Les séismes (E).
 - Les explosions
 - Les feux.

b. Valeurs de calcul des actions : Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

b.1. Combinaison d'actions à l'ELU: CBA93 (article : A.3.3.2)

- **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{max}+G_{min}+1.5Q_1+\sum 1,3\psi_{oi} Q_i$$

$\psi_{oi} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b.2. Combinaison d'action à l'E L S : CBA93 (article : A.3.3.3)

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

b.3. Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations selon le RPA99 version 2003 sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations accidentelles} \end{array} \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ \begin{cases} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{cases} \end{cases}$$

Avec :- G : étant l'action permanente.

- Q : charge d'exploitation.

- E : l'action du séisme.

I.5. LES MATERIAUX

a. Béton : C'est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment utilisé pour la réalisation de notre ouvrage en béton armé, est le CPA 325 (ciment portland artificiel). Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 375kg. (BAEL91 ; art B.1.1).

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{Mpa}$; $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$.

c. Contrainte ultime de cisaillement (de béton)

BAEL91 (article A.5.1.211)

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} 3.33\text{Mpa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5\text{Mpa} & \text{pour la fissuration préjudiciable} \end{cases}$$

d-Module de déformation longitudinale du béton :

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour $f_{cj} = 25\text{MPa}$:

$$E_{i28} = 32164.20\text{Mpa}$$

$$E_{v28} = 10818.86\text{Mpa}$$

e. Module déformation transversale du béton

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

CBA93 (article A.2.1.3).

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 * E$

ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 * E$

f) Diagramme contraintes déformations

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ε_{bc}):

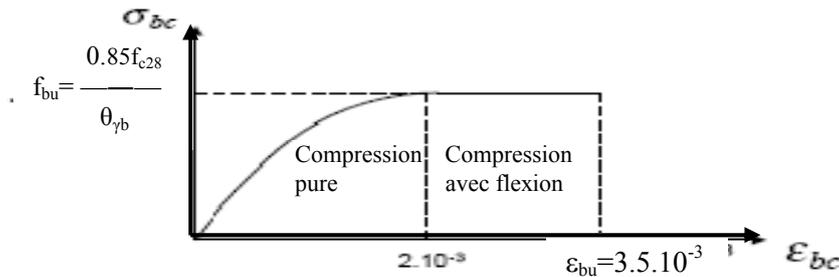


Figure 2 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU

- f_{bu} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/00 \\ 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \end{cases}$$

- le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges

$$\theta = \begin{cases} 1. & \text{si durée} > 24h \\ 0.9. & \text{si } 1h > \text{durée} < 24h \\ 0.8. & \text{si } h < 1h \end{cases}$$

- γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 (\text{cas courants}) \\ 1.15 (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

b. Les aciers

Leurs rôles est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et leurs allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) de leurs longueur initiale pour faire travailler au maximum l'acier.

▪ Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

a .Contraintes limites σ_s

➤ à ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tq} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

➤ à ELS

BAEL(art 4.3.5)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable:

$$\sigma_s = 15x \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e; (110n \times f_{ij})^{0.5}\right]$$

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = 15x \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min[0.5 \times f_e; (110n \times f_{ij})^{0.5}]$$

η : Coefficient de fissuration avec:

- $\eta=1$: pour les ronds lisses, treillis soudés.
- $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences.

b. Principales armatures utilisées

| | Aciers ronds lisses | | Aciers à hautes adhérences | Treillis soudés à fils lisses |
|-------------|---------------------|--------|----------------------------|-------------------------------|
| désignation | FeE215 | FeE235 | FeE400 | TLE500 |
| f_e [MPa] | 215 | 235 | 400 | 500 |

Tab I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

c. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers

Le diagramme se compose de deux parties : **CBA93 (article A.2.2.2)**

- Droite de Hook ($\sigma = E_s \epsilon$) de pente $E=2 \times 10^5 \text{ MPA}$ indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10%(déformation maximale).

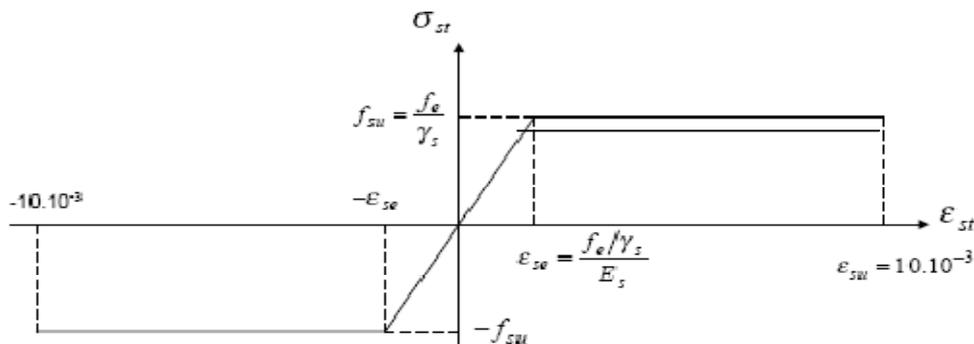


Figure.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

- γ_s est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

I.1.3. CONCLUSION

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

| Matériaux | Caractéristique mécanique | Valeurs (MPa) |
|--------------|---|----------------|
| Béton | Résistance caractéristique (f_{c28}) | 25 |
| | Contrainte limite à l'ELU : *situation durable *situation accidentelle | 14,2 |
| | | 18,45 |
| | Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc}) | 15 |
| | Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} | 32164,19 |
| | Module de déformation longitudinale différée E_{vj} | 10721,39 |
| Acier | Limite d'élasticité f_e | 400 |
| | Module d'élasticité | $2 \cdot 10^5$ |
| | Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle *situation courante | 400 |
| | | 348 |
| | Contrainte à l'ELS : *FPN *FN *FTN | / |
| | | 201.6 |
| | | 176 |

Tab I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

CHAPITRE

II

II. Introduction :

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Chaque élément d'une structure doit avoir une section minimale suffisante, pour pouvoir supporter les sollicitations qui lui a été appliquées, ces sections sont choisies selon les recommandations du : RPA 99 /version 2003, BAEL91 et CBA 93.

II. 1 Pré dimensionnement des éléments secondaires et principaux :**a . Plancher corps creux**

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad . \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher.

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

$$L_{\max} = 577 - 50 = 527 \text{ cm.}$$

$$ht \geq \frac{527}{22.5} = 23.42 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 24 \text{ cm}$, 20cm pour le corps creux et 04cm pour la dalle de compression.

Les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment sont composés de poutrelles ourdis et une dalle de compression.

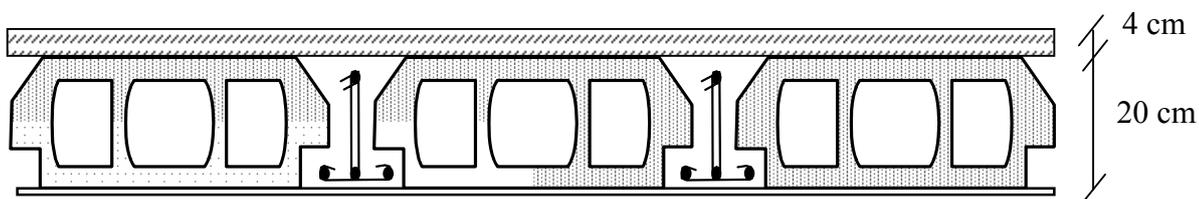


Figure II.1 Planché à corps creux.

❖ Evaluation des charges :

❖ Plancher terrasse inaccessible :

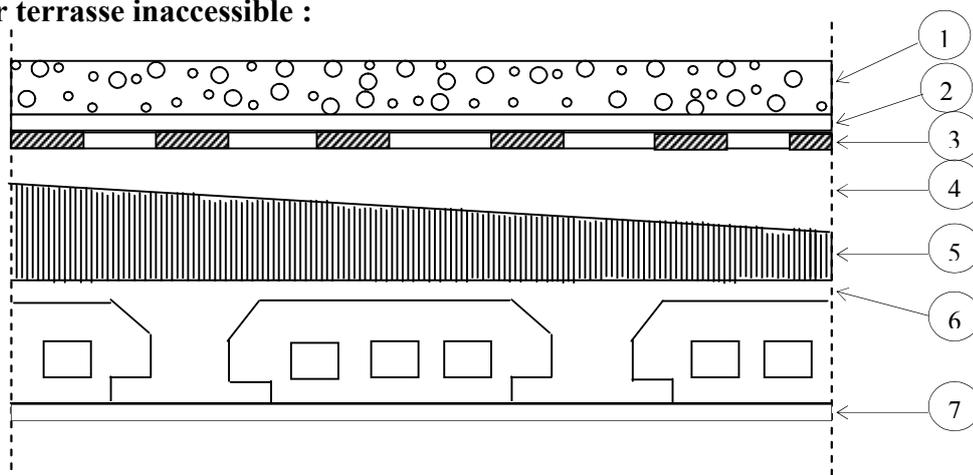


Figure II. 2 : Plancher terrasse inaccessible

| N° | Description | Epaisseur (m) "e" | Densité (KN/m ³) "γ" | Poids "G" (KN/m ²) |
|----|-------------------------------------|----------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | Protection lourde en gravier | 0,05 | 20 | 1,00 |
| 2 | Etanchéité multicouche | 0,02 | 6 | 0,12 |
| 3 | Isolation thermique en polystyrène | 0,04 | 0,25 | 0,10 |
| 4 | Couche pour vapeur en fente bitumée | 0,007 | / | 0,03 |
| 5 | Forme de pente en béton nègre | 0,10 | 22 | 2,20 |
| 6 | Dalle de corps creux (20+04) | 0,24 | / | 3,20 |
| 7 | Enduit en plâtre | 0,015 | 10 | 0,15 |
| | | | | Σ= 6.8 |

Tableau II.1 Évaluation des charges sur la terrasse inaccessible.

- La charge permanente totale estimée est : **G = 6.8 KN/m²**.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à : **Q = 1 KN/m²**

❖ Plancher étage courant :

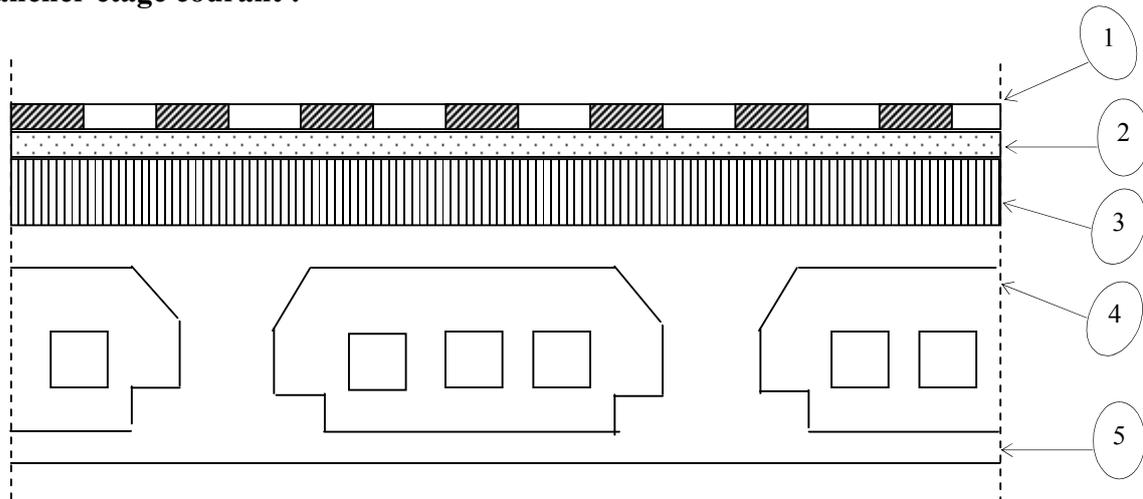


Figure II. 3 : Plancher étage courant

❖ Evaluations des charges :

| N° | Description | Epaisseur (m) "e" | Densité (K/m ³) "γ" | Poids "G" (KN/m ²) |
|----|------------------------------|----------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | Revêtement en carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 3 | Lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 4 | Dalle de corps creux (20+04) | 0.24 | / | 3.20 |
| 5 | Enduit en mortier ciment | 0.015 | 10 | 0.15 |
| 6 | Cloisons de distribution | 0.10 | 10 | 1 |
| | | | | Σ = 5.55 |

Tableau II.2 Évaluation des charges sur le plancher courant.

- La charge d'exploitation est : **Q = 1.5 KN/m²**.

b. Murs extérieur :

Ce sont des murs en double cloisons séparés par une lame d'air, ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

❖ **Evaluations des charges :**

| Description | Epaisseur (m) "e" | Densité (KN/m ³) "γ" | Poids "G" (KN/m ²) |
|---------------|----------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| Enduit ciment | 0.015 | 18 | 0.27 |
| Brique creuse | 0.15 | 09 | 1.35 |
| Ame d'air | 0.05 | / | / |
| brique creuse | 0.10 | 09 | 0.90 |
| Enduit plâtre | 0.015 | 10 | 0.15 |
| | | | $\Sigma = 2.67$ |

Tableau II.3 *Évaluation des charges sur le mur extérieur.*

c. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en Té en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis, dont la hauteur totale h_t est égale à : $h_{cc}+h_{dc}$

❖ **Disposition des poutrelles :**

Il y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition des poutrelles qui sont :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Dans notre projet nous disposons nos poutrelles dans le sens qui correspond au critère de la plus petite portée comme le montre la figure suivante :

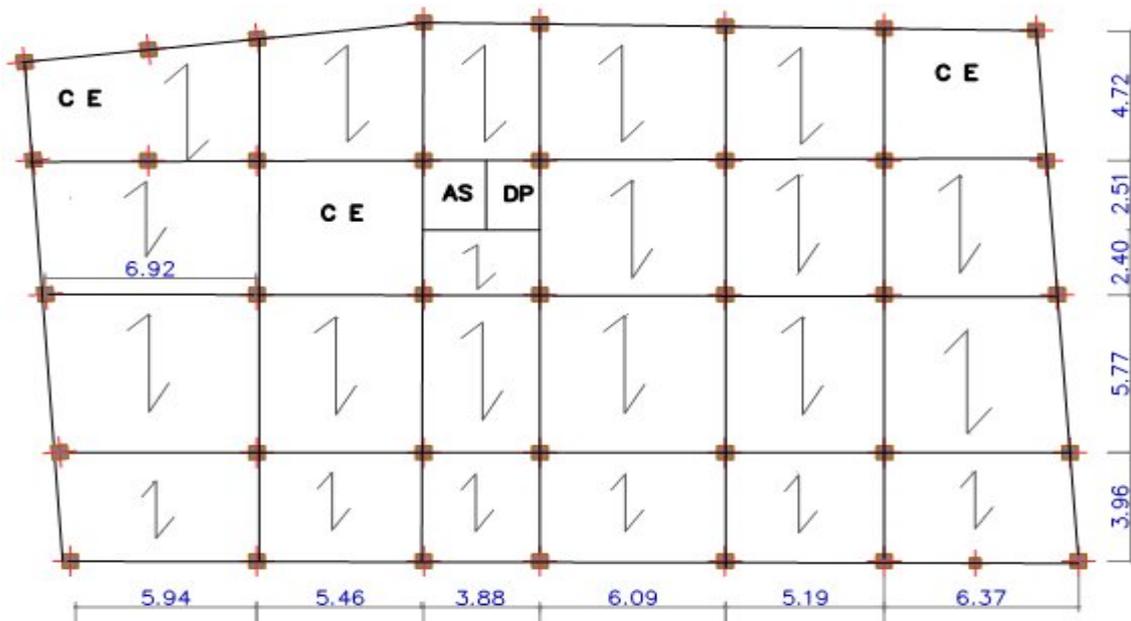


Figure II.4 : Disposition des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre de chaque coté est définie par :

Avec :

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

- $b_0 = 10\text{cm}$ largeur de la nervure
- $L_x = 55\text{cm}$ distance entre nus de poutrelles.
- $L_y = 527\text{cm}$ distance entre axes d'appuis des poutres secondaire
- $h_0 = 4\text{cm}$ épaisseur de la dalle de compression.
- $h_t = 24\text{cm}$ hauteur totale de la poutrelle.

$$L_y = 577 - 50 = 527\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min(55/2 ; 527/10)$$

$$b_1 = 27.5\text{cm}$$

$$\mathbf{b = 2b_1 + b_0}$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65$$

Soit : **b = 65cm**

d. Les poutres

- **Poutres principales :** Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en

utilisant la condition suivante: $\frac{L_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{10}$

- ht : hauteur de la poutre.

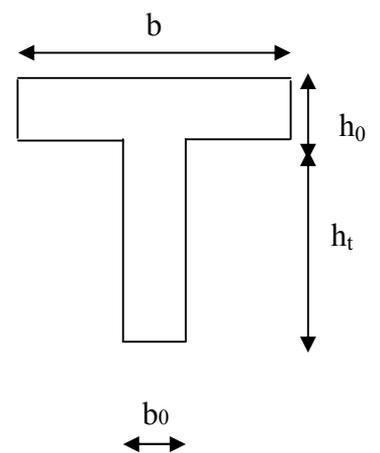


Fig. II.5: Coupe transversale d'une poutrelle.

- L_{\max} : distance maximale entre nu d'appuis

$$L_{\max} = 6.92 - 0.50 = 6.42 \text{ m d'où :}$$

$$\frac{642}{15} \leq ht \leq \frac{642}{10} \Rightarrow 42.8 \leq ht \leq 64.2$$

Donc : soit : **ht = 55cm** et **b = 30cm**

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{conditions vérifiée} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \quad \text{conditions vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1.83 < 4 \quad \text{conditions vérifiée} \end{array} \right.$$

- **Poutres secondaires :**

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

$$\text{Avec : } L_{\max} = 5.77 - 0.50 = 5.27 \text{ m}$$

$$\frac{527}{15} \leq ht \leq \frac{527}{10} \Rightarrow 35.13 \text{ cm} \leq ht \leq 52.7 \text{ cm}$$

Soit : **ht = 45cm** et **b = 30cm**

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{conditions vérifié} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \quad \text{conditions vérifié} \\ \frac{h_t}{b} = 1.5 < 4 \quad \text{conditions vérifié} \end{array} \right.$$

- e. **Poutres de chaînages :**

Les chaînages horizontaux doivent régner sur toute l'épaisseur du mur (épaisseur totale du mur s'il s'agit d'un mur à double paroi)

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

$$\text{Avec : } L = 3.80 - 0.50 = 3.30 \text{ m}$$

$$\frac{330}{15} \leq ht \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22 \text{ cm} \leq ht \leq 33.3 \text{ cm}$$

Soit : $ht = 30\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$

f. Les dalles pleines

❖ Définition :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'une des directions (l'épaisseur h) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y).

❖ Pré dimensionnement des dalles pleines

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle, qui se reposent sur 1, 2, 3 ou 4 appuis. Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

• Résistance au feu

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu. (CBA93)

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

• Isolation phonique :

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : $e = 14\text{ cm}$

• Résistance a la flexion :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

➤ Dalle reposant sur un seul appui : $e \geq \frac{L_x}{20}$

➤ Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.

➤ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre projet on distingue un seul type de dalle pleine

▪ Dalle sur 3 appuis

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 3 appuis ont une portée plus défavorable égale à : $L_x = 1.67\text{m}$.

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{167}{50} \leq e \leq \frac{167}{40}$$

$$\Rightarrow 3.34\text{cm} \leq e \leq 4.18\text{cm}$$

on prend $e = 14\text{cm}$ (isolation phonique)

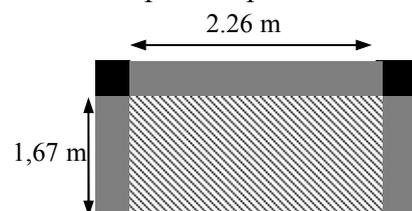


Figure II.6 Dalle sur 3 appuis

Evaluation de charges

| Description | Epaisseur (m) "e" | Densité (K/m ³) "γ" | Poids "G" (KN/m ²) |
|-----------------------------|----------------------|------------------------------------|--------------------------------|
| Revêtement en carrelage | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| Dalle en béton armé | 0.14 | 25 | 3.5 |
| Enduit au mortier de ciment | 0.015 | 18 | 0.27 |
| | | | Σ = 5.11 |

Tab II.4: évaluation des charges sur une dalle pleine

- La charge d'exploitation à prendre est : **Q = 3.5 KN/m²**

II.3) Balcons

On prend la dalle la plus défavorable pour le dimensionnement.

$L_x = 1.50m$

$e \leq \frac{150}{20} = 7.25cm$

- On prend $e = 12\text{ cm}$ (2 heures de coupe feu).

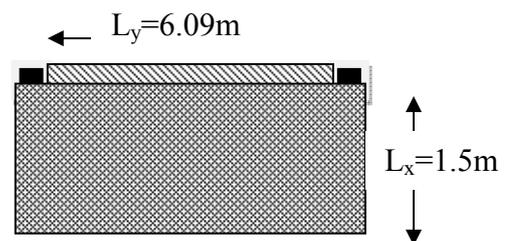


Fig II.5.2 : panneau D₁

h. Les voiles

❖ Définition :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.

Elle est donnée par les conditions du RPA suivantes :

- $e_v > 15cm$
- $e_v > h_e/20$ pour les voiles simples.
- $e_v > h_e/22$pour les voiles a une extrémité rigide.
- $e_v > h_e/25$pour les voiles a deux extrémités rigide.

| Nature d'étage | h_e (m) | $e \geq h_e / 20$ (cm) |
|-------------------|----------------------|------------------------|
| Le sous-sol | $3.06 - 0.24 = 2.82$ | $e \geq 14.1$ |
| Le RDC | $4.08 - 0.24 = 3.84$ | $e \geq 19.2$ |
| Les autres étages | $3.06 - 0.24 = 2.82$ | $e \geq 14.1$ |

Tableau .II. 5 : l'épaisseur du voile en fonction de la hauteur libre d'étage

On opte:

$e_v = 20\text{cm}$ pour le RDC.

$e_v = 15\text{cm}$pour sous-sol et les autres étages.

I. Acrotère :

❖ **Définition :**

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle d'empêcher les filtrations des eaux pluviales entre la forme en pente et le plancher terrasse.

❖ **Evaluation des charges :**

- Surface de l'acrotère est :

$$S_{ac} = S_1 + S_2 + S_3 = (60 * 10) + (8 * 10) + 0.5(10 * 2)$$

$$S_{ac} = 69\text{cm}^2 = 0.069\text{m}^2$$

- Le volume par mètre linéaire est :

$$V_{ac} = 0.069\text{m}^2 * 1\text{m} = 0.069\text{m}^3$$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$G_{ac} = 0.069 * 25 * 1 = 1.725 \text{ KN / ml}$$

- Enduit de ciment :

$$G = \rho * e * 1 = 2000 * 0.02 = 0.4 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow G_t = 2.125 \text{ KN / ml}$$

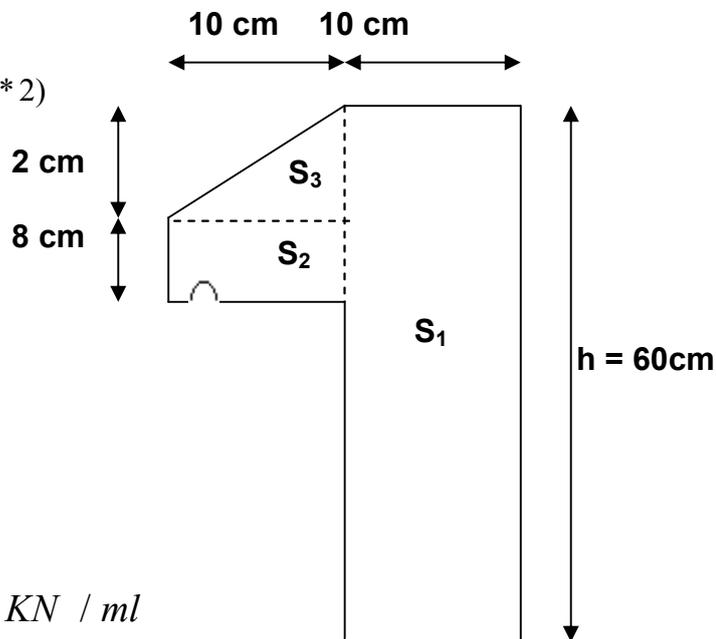


Fig II.7.Vue en plan d'un acrotère.

g. Les escaliers

e : Epaisseur d'escalier

L_0 : Longueur projeté de la pailasse

g : Giron

h : Hauteur de la contre marche

α : Inclinaison de la pailasse

E : Emmarchement

L' : longueur projeté de la volée

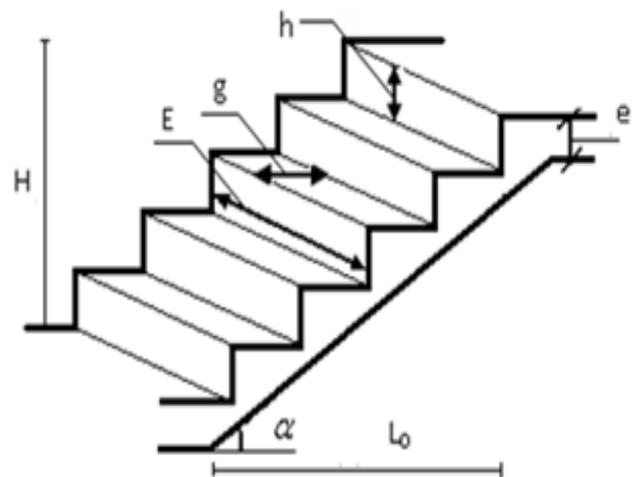


Figure II.7. Schéma de l'escalier

Type1 : escalier à 3 volées avec double palier de repos

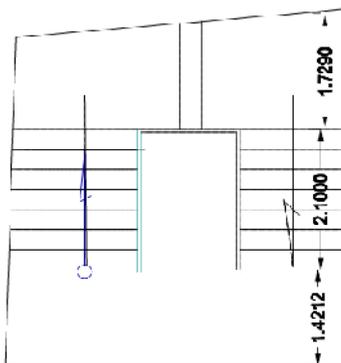


Figure II.9. Vue en plan de l'escalier à 3 volées avec double palier de repos.

Pour déterminer g et h on utilise la relation de **BLONDEL** :

$$59\text{cm} < 2h + g < 64\text{cm}. \dots(1) \quad (\text{Formule de BLONDEL})$$

$$g = \frac{L}{n - 1}$$

$$h = \frac{H}{n}$$

Avec : $n - 1$: Nombre de marches ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$$

L'épaisseur de la pailasse e est donnée par :

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

$$L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{3.83^2 + 1.36^2} = 4.06m.$$

$$\frac{406}{30} \leq e \leq \frac{406}{20}$$

$$\Rightarrow 13.53 \leq e \leq 20.3cm$$

Soit $e = 18cm$.

$$\frac{210}{n-1} + \frac{272}{n} = 64$$

$$64 \times n^2 - 576 \times n + 272 = 0. \Rightarrow n = 8$$

$$\frac{1}{n-1} + \frac{2h}{n} = 64$$

$$\Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17cm, g = \frac{210}{7} = 30cm$$

Type 2 : escalier à 2 volées droites avec un quartier tournant :

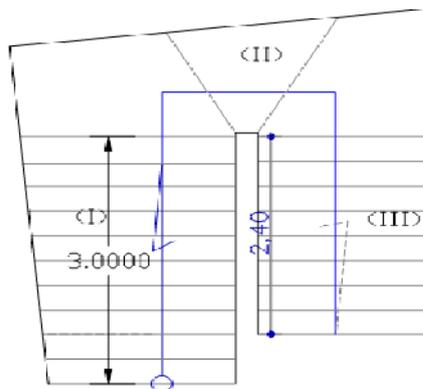


Figure II.10 Vue en plan de l'escalier avec un quartier tournant

pour la **volée (I)** on a :

$$L=430cm, H=187cm$$

$$g=30cm \text{ et } h=17cm, n=11$$

Pour la **volée (II)** on a :

$$L=370cm, H=153cm$$

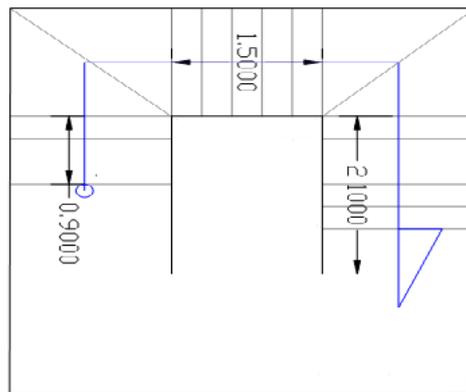
$$g=30cm \text{ et } h=17cm, n=9$$

pour le volée (III) on a : $n=2$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{4.3^2 + 1.87^2} = 4.69m.$$

$$\frac{469}{30} \leq e \leq \frac{469}{20} \Rightarrow 15.63 \leq e \leq 23.45cm$$

Soit $e=18cm$

Type 3 : escalier à 3 volées droites avec double quartier tournant :**Figure II.11** Vue en plan de l'escalier à 3 volées avec double quartier tournant

Pour la volée (I) on a :

$$L=2.4\text{cm} , H=68\text{cm}$$

$$g=30\text{cm et } h=17\text{cm}, n=4$$

Pour la volée (III) on a :

$$L=3.6\text{cm}, H=136\text{cm}, n=8$$

pour la volée (II) on a :

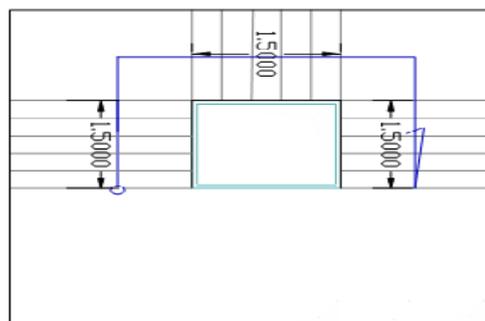
$$L=150\text{cm} ,H=102\text{cm}, n=6$$

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

$$L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.4^2 + 1.36^2} = 2.75\text{m}.$$

$$\frac{275}{30} \leq e \leq \frac{275}{20} \Rightarrow 9.16 \leq e \leq 13.75\text{cm}$$

Soit e=12cm

Type 4 : escalier de 3 volées droites à double palier de repos :**Figure II.12** Vue en plan de l'escalier 3 volées avec double palier de repos

Pour les trois volées on a :

$$L=300\text{cm}, g=30\text{cm et } h=17\text{cm et } H=102\text{cm}$$

$n=6$

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

$$L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{3^2 + 1.02^2} = 3.16m.$$

$$\frac{316}{30} \leq e \leq \frac{316}{20}$$

$\Rightarrow 10.53 \leq e \leq 15.8cm$ Soit $e=14cm$

Type 5 : escalier à 2 volées avec un palier de repos :

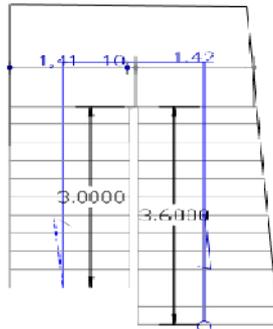


Fig. II.13 Vue en plan de l'escalier 2 volées avec un palier de repos

Pour la volée (II) on a :

$L=450cm$ et $H=187cm$

$g=30cm$ et $h=17cm$

$n=11$

Pour la volée (I) on a :

$L=480cm$ et $H=221cm$

$g=30cm$ et $h=17cm$

$n=13$

$$Tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{187}{300} = 0.623$$

$$\alpha = 31.93$$

Cos α = 0.848

$$L = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{4.8^2 + 2.21^2} = 5.28m.$$

$$\frac{528}{30} \leq e \leq \frac{528}{20}$$

$\Rightarrow 17.6 \leq e \leq 26.4cm$ Soit $e=18cm$

$e = \max(12, 14, 18)$

soit $e=18cm$

❖ Evaluation des charges et- surcharges :

1- Charge de la volée :

| Désignation des éléments | Epaisseur (m) "e" | Densité (KN/m ³) "γ" | Poids "G" (KN/m ²) |
|------------------------------------|----------------------|-------------------------------------|--------------------------------|
| Revêtement en carrelage horizontal | 0.02 | 22 | 0.44 |
| Revêtement en carrelage vertical | 0.02*h/G | 22 | 0.25 |
| Mortier de pose horizontal | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Mortier de pose vertical | 0.02*h/G | 20 | 0.226 |
| Marches | h/2 | 22 | 1.87 |
| Paillasse | 0.18/cosα | 25 | 5.3 |
| Enduit en plâtre | 0.02/cosα | 14 | 0.237 |
| | | | Σ = 8.72 |

Tab II.6: évaluation des charges sur la volée

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 8.72 KN/m²**.
- La charge d'exploitation est : **Q = 2,50 KN/m²**.

2- Charge du palier :

| Désignation des éléments | Epaisseur (m) "e" | Densité (KN/m ³) "γ" | Poids "G" (KN/m ²) |
|--------------------------|----------------------|-------------------------------------|--------------------------------|
| Revêtement en carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Lit de sable | 0.02 | 18 | 0.36 |
| Dalle pleine | 0.18 | 25 | 4.5 |
| Enduit en plâtre | 0.015 | 14 | 0.21 |
| | | | Σ = 5.91 |

Tab II.7: évaluation des charges sur le palier

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 5.91 KN/m²**.
- La charge d'exploitation est : **Q = 2,50 KN/m²**.

k. Poteaux :❖ **Définition :**

Ce sont des éléments porteurs du système poutres, ils supportent les charges verticales, ils participent à la stabilité » transversale et servent au chaînage vertical.

❖ **Pré dimensionnement :**

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité » de forme.
- Règles du RPA99

• **Critère de résistance :**

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

On doit vérifier que :

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_U}{A} \leq F_{bU}$$

N_U : Effort normal pondéré du aux charges et surcharges.

A : Section transversale du poteau tel que : $A = b \cdot h$.

F_{bU} : Contrainte admissible du béton à la compression, tel que :

$$F_{bU} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$N_U = (1.35 G + 1.5 Q) * S$$

Avec :

S : Surface afférente supportée par le poteau (surface de charge du poteau).

G : La charge permanente.

Q : La charge d'exploitation, calculée après application de la loi de dégression de charge.

NB : La loi de dégression de la charge est applicable uniquement pour les étages à usage d'habitation.

• **Critère de stabilité de forme :**

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{B N_U}{\left[\frac{f_{bU}}{0.9} + \frac{0.85 A f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

Avec :

B_r : Section réduite du poteau : $B_r = (b - 0.02) \cdot (h - 0.02) \text{ (m}^2\text{)}$.

A / B : Le rapport de la section de l'acier à celle du béton.

On prend $A / B = 1\%$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élanement définie par :

$$\lambda = L_f / i_{\min}$$

Avec :

L_f longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : $L_f = 0.7 * l_0$ où :

l_0 : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h}{12}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau.

B : section transversale du poteau, tel que : $B = b * h$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{0.7 * l_0 \sqrt{12}}{h}$$

$$\text{Si : } 0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\text{Si : } 50 < \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

- **Règles du RPA99 :**

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes en zone II_a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (a, h) \geq 25 \text{ cm} . \\ \min (b, h) \geq \frac{h_e}{20} . \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 . \end{array} \right. \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage}$$

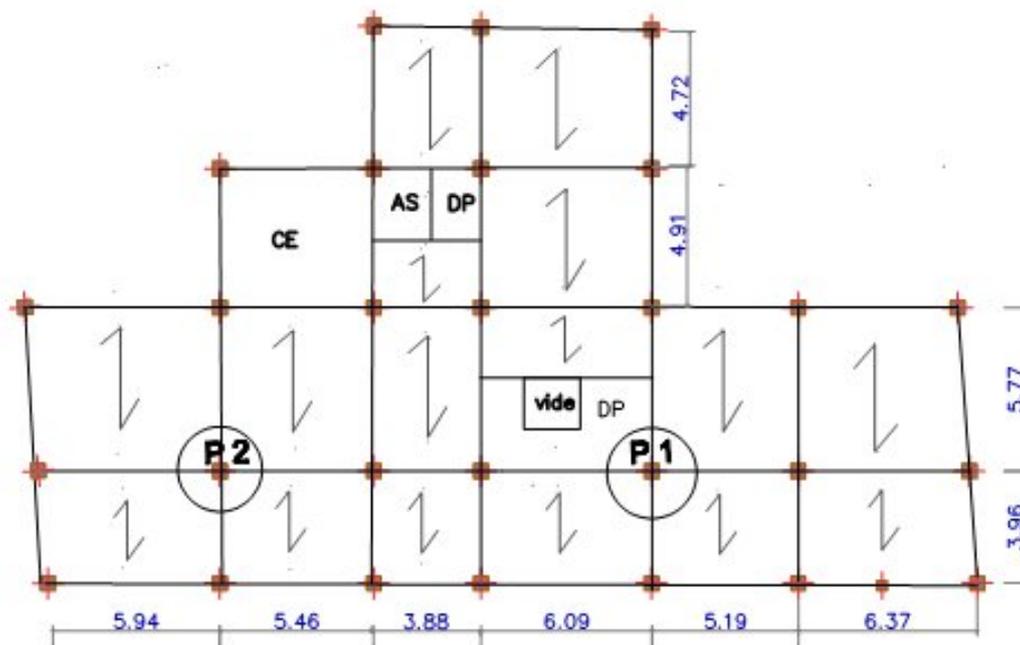


Fig. II.14: les poteaux les plus sollicités

❖ Descente de charge pour les poteaux (p1 et p2)

a) Poteau P1

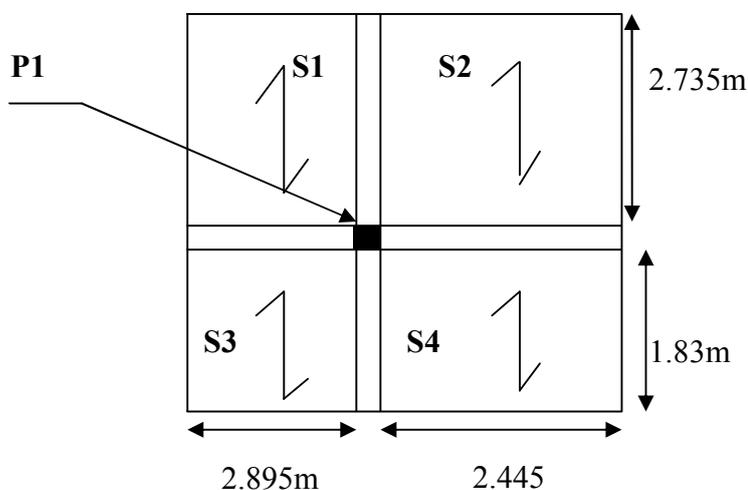


Fig. II.15: surfaces afférentes pour le poteau p1

* Surfaces afférentes pour les étages commerce et service

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_G = (2.735 \times 2.895) + (2.735 \times 2.445) + (1.83 \times 2.895) + (1.83 \times 2.445) = 24.38 \text{m}^2$$

$$S_Q = (2.895 + 0.30 + 2.445) \times (1.83 + 0.3 + 2.735) = 27.44 \text{m}^2$$

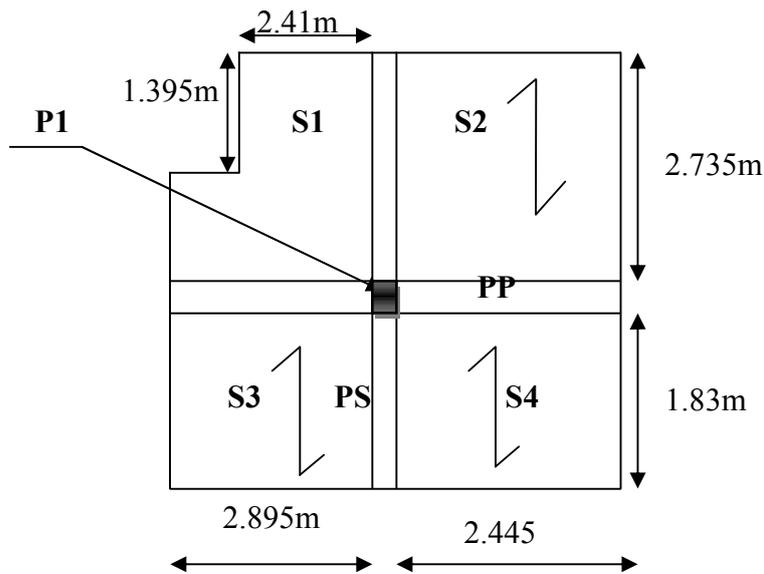


Fig. II.16: surfaces afférentes pour l'étage courant

* **Surface afférente pour l'étage courant**

Surface dalle corps creux:

$$S_G = S1 + S2 + S3$$

$$S_G = (2.735 \times 2.445) + (1.83 \times 2.895) + (1.83 \times 2.445) = 16.46 \text{m}^2$$

$$S_Q = (4.865 \times 2.745) + (2.895 \times 2.13) = 19.52 \text{m}^2$$

La surface de la dalle pleine :

$$S_G = 2.41 \times 2.735 + 0.485 \times 1.34 = 7.24 \text{m}^2$$

$$S_Q = 7.24 \text{m}^2$$

▪ **Les charges et surcharges :**

✓ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 16.46 \times 6.8 = 111.93 \text{KN}$$

$$Q = 19.52 \times 1 = 19.52 \text{KN}$$

✓ Dalle pleine :

$$G = 7.24 \times 5.11 = 37 \text{KN}$$

$$Q = 7.24 \times 3.5 = 25.34 \text{KN}$$

✓ Plancher étages d'habitations :

$$G = 16.46 \times 5.55 = 91.35 \text{KN}$$

$$Q = 19.52 \times 1.5 = 29.28 \text{KN}$$

✓ Plancher étages bureaux :

$$G = 24.38 \times 5.55 = 135.31 \text{KN}$$

$$Q' = 27.44 \times 2.5 = 68.6 \text{KN}$$

✓ Plancher étages commerciale :

$$G = 24.38 \times 5.55 = 135.31 \text{KN}$$

$$Q' = 27.44 \times 5 = 137.2 \text{KN}$$

✓ Les poutres :

$$G_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.55 \times (2.445 + 2.895) = 22.03 \text{KN}$$

$$G_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times (1.83 + 2.735) = 15.4 \text{KN}$$

▪ Poids des poteaux

Sous-sol, R.D.C : section des poteaux (65 × 65) cm²

$$P_1 = 0.65 \times 0.65 \times 3.06 \times 25 = 27.54 \text{KN}$$

$$P_2 = 0.65 \times 0.65 \times 4.08 \times 25 = 43.095 \text{KN}$$

1^{eme}, 2^{eme} étage : section des poteaux (60 × 60) cm²

$$P = 0.6 \times 0.6 \times 3.06 \times 25 = 27.54 \text{KN}$$

3^{eme}, 4^{eme} , étage : section des poteaux (55 × 55) cm²

$$P = 0.55 \times 0.55 \times 3.06 \times 25 = 23.14 \text{KN}$$

5^{eme}, 6^{eme} , étage : section des poteaux (50 × 50) cm²

$$P = 0.5 \times 0.5 \times 3.06 \times 25 = 19.125 \text{KN}$$

7^{eme} étage : section des poteaux (45 × 45) cm²

$$P = 0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49 \text{KN}$$

II.2.Descente de charges pour le poteau p1:

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente de charge s'applique du haut (charpente ou toiture terrasse) vers le bas et cela jusqu'aux fondations.

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

▪ **Surcharges différentes selon la loi de dégression [4]:**

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

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitations sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : Q

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9 Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8 Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5 Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

$$N_1 : Q_0 = 44.86KN$$

$$N_2 : Q_1 = 44.86 + 54.62 = 99.48KN$$

$$N_3 : Q_2 = Q_1 + 0.9 \times 54.62 = 148.638KN$$

$$N_4 : Q_3 = Q_2 + 0.8 \times 54.62 = 192.334KN$$

$$N_5 : Q_4 = Q_3 + 0.7 \times 54.62 = 230.568KN$$

$$N_6 : Q_5 = Q_4 + 0.6 \times 54.62 = 263.34KN$$

$$N_7 : Q_6 = Q_5 + 0.5 \times 54.62 = 290.65KN$$

$$N_8 : Q_7 = Q_6 + 48.02 = 338.67KN$$

$$N_9 : Q_8 = Q_7 + 137.2 = 475.87KN$$

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

| Niveaux | Eléments | G (KN) | Q (KN) |
|------------|----------------------|--------|---------|
| N1 | Plancher terrasse | 111 | 44.86 |
| | Poutres | 37.43 | |
| | Dalle pleine | 37 | |
| | Total | 185.43 | |
| N1* | Venant de N1 | 185.43 | |
| | Poteaux | 15.49 | |
| | Mur | 5.15 | |
| | Total | 206.42 | |
| N2 | Venant de N1* | 206.42 | 99.48 |
| | Dalle pleine | 37 | |
| | Plancher corps creux | 91.3 | |
| | Poutres | 37.43 | |
| | Total | 372.15 | |
| N2* | Venant de N2 | 372.15 | |
| | Poteaux | 19.125 | |
| | Mur | 5.15 | |
| | Total | 396.42 | |
| N3 | Venant de N2* | 396.42 | 148.638 |
| | Dalle pleine | 37 | |
| | Plancher corps creux | 91.35 | |
| | Poutres | 37.43 | |

| | | | |
|------------|----------------------|---------|---------|
| | Total | 562.20 | |
| N3* | Venant de N3 | 562.20 | |
| | Poteaux | 19.125 | |
| | Mur | 5.15 | |
| | Total | 586.48 | |
| N4 | Venant de N3* | 586.48 | |
| | Dalle pleine | 37 | 192.334 |
| | Plancher corps creux | 91.35 | |
| | Poutres | 37.43 | |
| | Total | 752.26 | |
| N4* | Venant de N4 | 752.26 | |
| | Poteaux | 23.14 | |
| | Mur | 5.15 | |
| | Total | 780.55 | |
| N5 | Venant de N4* | 780.55 | |
| | Dalle pleine | 37 | 230.568 |
| | Plancher corps creux | 91.35 | |
| | Poutres | 37.43 | |
| | Total | 946.33 | |
| N5* | Venant de N5 | 946.33 | |
| | Poteaux | 23.14 | |
| | Mur | 5.15 | |
| | Total | 974.62 | |
| N6 | Venant de N5* | 974.62 | |
| | Dalle pleine | 37 | 263.34 |
| | Plancher corps creux | 91.35 | |
| | Poutres | 37.43 | |
| | Total | 1140.4 | |
| N6* | Venant de N6 | 1140.4 | |
| | Poteaux | 27.54 | |
| | Mur | 5.15 | |
| | Total | 1173.09 | |
| | Venant de N6* | 1173.09 | |

| | | | |
|------------|----------------------|----------|--------|
| N7 | Dalle pleine | 37 | 290.65 |
| | Plancher corps creux | 91.35 | |
| | Poutres | 37.43 | |
| | Total | 1338.87 | |
| N7* | Venant de N7 | 1338.87 | |
| | Poteaux | 27.54 | |
| | Mur | 5.15 | |
| | Total | 1371.56 | |
| N8 | Venant de N7* | 1371.56 | |
| | Plancher corps creux | 135.31 | 338.67 |
| | Poutres | 37.43 | |
| | Total | 1544.3 | |
| N8* | Venant de N8 | 1544.3 | |
| | Poteaux | 43.095 | |
| | Total | 1587.39 | |
| N9 | Venant de N8* | 1587.39 | |
| | Plancher corps creux | 135.31 | 475.87 |
| | Poutres | 37.43 | |
| | Total | 1760.135 | |
| N9* | Venant de N9 | 1760.135 | |
| | Poteaux | 27.54 | |
| | Total | 1787.67 | |

Tab II.8: Descente de charge du Poteau (p1)

b) Poteau P2

- **La surface afférente pour la charge permanente**

$$S = 1.83 \times 3.08 + 2.735 \times 3.08 + 2.58 \times 1.83 + 2.58 \times 2.735 \Rightarrow S = 25.80m^2$$

- **La surface afférente pour la charge d'exploitation**

$$S = 4.8 \times 5.95 = 28.9m^2$$

- **Les charges et surcharges :**

✓ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 25.80 \times 5.32 = 137.25KN$$

$$Q = 28.9 \times 1 = 28.9KN$$

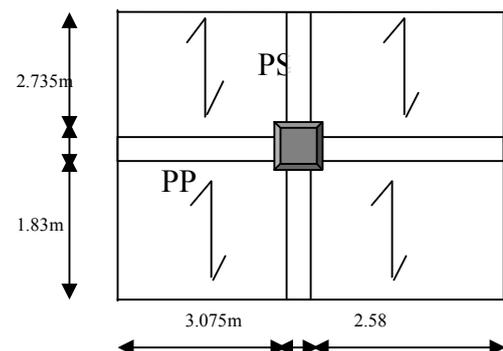


Fig. II.17 surface afférente (p2)

✓ Plancher étages d'habitations :

$$G = 25.80 \times 5.2 = 134.16 \text{ KN}$$

$$Q = 28.9 \times 1.5 = 43.35 \text{ KN}$$

✓ Plancher étages bureaux :

$$G = 134.16 \text{ KN}$$

$$Q' = 28.9 \times 2.5 = 72.25 \text{ KN}$$

✓ Plancher étages commerciale :

$$G = 134.16 \text{ KN}$$

$$Q' = 28.9 \times 5 = 144.5 \text{ KN}$$

✓ Les poutres :

$$G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.55 \times (3.075 + 2.58) = 23.32 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times (1.83 + 2.735) = 15.4 \text{ KN}$$

▪ Poids des poteaux

Sous-sol, R.D.C : section des poteaux (65 × 65) cm²

$$P_1 = 0.65 \times 0.65 \times 3.73 \times 25 = 39.39 \text{ KN}$$

$$P_2 = 0.65 \times 0.65 \times 3.4 \times 25 = 35.91 \text{ KN}$$

1^{eme}, 2^{eme} étage : section des poteaux (60 × 60) cm²

$$P = 0.6 \times 0.6 \times 3.06 \times 25 = 27.54 \text{ KN}$$

3^{eme}, 4^{eme} , étage : section des poteaux (55 × 55) cm²

$$P = 0.55 \times 0.55 \times 3.06 \times 25 = 23.13 \text{ KN}$$

5^{eme}, 6^{eme} , étage : section des poteaux (50 × 50) cm²

$$P = 0.5 \times 0.5 \times 3.06 \times 25 = 19.12 \text{ KN}$$

7^{eme} étage : section des poteaux (45 × 45) cm²

$$P = 0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49 \text{ KN}$$

II.3.Descente de charge pour le poteau p2 :

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

| Niveaux | Eléments | G (KN) | Q (KN) |
|---------|-------------------|--------|--------|
| N1 | Plancher terrasse | 137.25 | 28.97 |
| | Poutres | 38.72 | |
| | Total | 175.97 | |

| | | | |
|------------|----------------------|--------|--------|
| N1* | Venant de N1 | 175.97 | |
| | Poteaux | 15.49 | |
| | Mur | 1.40 | |
| | Total | 192.86 | |
| N2 | Venant de N1* | 192.86 | |
| | Plancher corps creux | 134.16 | 72.25 |
| | Poutres | 38.72 | |
| | Total | 365.74 | |
| N2* | Venant de N2 | 365.74 | |
| | Poteaux | 19.12 | |
| | Mur | 1.40 | |
| | Total | 386.26 | |
| N3 | Venant de N2* | 386.26 | |
| | Plancher corps creux | 134.16 | 111.26 |
| | Poutres | 38.72 | |
| | Total | 559.14 | |
| N3* | Venant de N3 | 559.27 | |
| | Poteaux | 19.12 | |
| | Mur | 1.40 | |
| | Total | 579.66 | |
| N4 | Venant de N3* | 579.66 | |
| | Plancher corps creux | 134.16 | 145.94 |
| | Poutres | 38.72 | |
| | Total | 752.54 | |
| N4* | Venant de N4 | 752.54 | |
| | Poteaux | 23.13 | |
| | Mur | 1.40 | |
| | Total | 777.07 | |
| N5 | Venant de N4* | 777.07 | |
| | Plancher corps creux | 134.16 | 176.28 |
| | Poutres | 38.72 | |
| | Total | 949.95 | |
| | Venant de N5 | 949.95 | |

| | | | |
|------------|----------------------|---------|--------|
| N5* | Poteaux | 23.13 | |
| | Mur | 1.40 | |
| | Total | 974.48 | |
| N6 | Venant de N5* | 974.48 | |
| | Plancher corps creux | 134.16 | 202.3 |
| | Poutres | 38.72 | |
| | Total | 1147.36 | |
| N6* | Venant de N6 | 1147.36 | |
| | Poteaux | 27.54 | |
| | Mur | 1.40 | |
| | Total | 1176.3 | |
| N7 | Venant de N6* | 1176.3 | |
| | Plancher corps creux | 134.16 | 223.9 |
| | Poutres | 38.72 | |
| | Total | 1349.18 | |
| N7* | Venant de N7 | 1349.18 | |
| | Poteaux | 27.54 | |
| | Total | 1376.72 | |
| N8 | Venant de N7* | 1376.72 | |
| | Plancher corps creux | 134.16 | 274.22 |
| | Poutres | 38.72 | |
| | Total | 1549.6 | |
| N8* | Venant de N8 | 1549.6 | |
| | Poteaux | 35.91 | |
| | Total | 1588.51 | |
| N9 | Venant de N8* | 1588.51 | |
| | Plancher corps creux | 134.16 | 418.72 |
| | Poutres | 38.72 | |
| | Total | 1761.39 | |
| N9* | Venant de N9 | 1761.39 | |
| | Poteaux | 39.39 | |
| | Total | 1800.78 | |

Tab II.9: Descente de charge du Poteau (p2)

Selon le BAEL (art B.8.1, 1), l'effort normal de compression ultime N_u doit être majoré de 10%, et ce pour un bâtiment comportant au moins trois travées.

Après avoir effectué la descente de charge, il s'est avéré que le poteau (P1) est le plus sollicité.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 1787.67 + 1.5 * 496.45 = 3127.16 \text{ KN}$$

Après majoration on trouve à la base $N_u = 3439.87 \text{ KN}$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

▪ **Critère de résistance :**

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq F_{bU}$$

Tel que :

N_u : Effort normal pondéré du aux charges et surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : $A = b * h$.

F_{bU} : Contrainte admissible du béton à la compression, tel que :

$$F_{bU} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3473.83 * 10^{-3} / (0.5)^2 = 13.8 \text{ MPa} ; \text{ condition vérifiée.}$$

▪ **Critère de stabilité de forme :**

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \quad [2]$$

Avec :

B_r : section réduite du béton ($B_r = (a-2) * (b-2)$).

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est en fonction de l'élançement λ .

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ (rayon de giration)

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$ (section rectangulaire)

l_f : longueur de flambement

$$l_f = 0.7 l_0$$

$$l_f = 0.7 \times 3.74 = 2.618 \text{ m}$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 2.618 \times \frac{\sqrt{12}}{0.65} \Rightarrow \lambda = 13.95$$

$$\lambda = 13.95 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.823$$

D'après l'expression donnée dans le BAEL91 art B.8.4.1 ;

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\text{A.N: } \frac{3439.87 \cdot 10^{-3}}{0.823 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.19 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) = (0.65 - 0.02)(0.65 - 0.02) \Rightarrow B_r = 0.3969 \text{ m}^2 > 0.19 \text{ m}^2$$

Donc pas de risqué de flambement du poteau.

▪ **Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone (IIa) les conditions suivantes :

- $\min(h, b) \geq 25 \text{ cm}$ vérifié
- $\min(h, b) \geq h_e/20$ Vérifié
- $1/4 \leq b/h \leq 4$ vérifié

Outre, les trois critères vérifiées précédemment, le RPA99/2003 (Art 7.4.3.1) nous préconise le :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : effort normal réduit (sans majoration).

B_c : section brute du béton.

$N_d = 3127.16 \text{ KN}$; $B_c = 0.422 \text{ m}^2$

$$\nu = \frac{3127.16 * 10^{-3}}{0.422 * 25} = 0.29 \leq 0.3 \dots\dots \text{vérifier}$$

II.4. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- ✱ Poutres principales : $55 \times 30 \text{ cm}^2$
- ✱ Poutres secondaires : $45 \times 30 \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux du Sous sol, RDC: $65 \times 65 \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux des étages 1, 2: $60 \times 60 \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux des étages 3,4: $55 \times 55 \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux des étages 5,6: $50 \times 50 \text{ cm}^2$
- ✱ Poteaux d'étage 7 et : $45 \times 45 \text{ cm}^2$

CHAPITRE

III

III. Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère...). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

III.1. Calcul des planchers :**III.1.1 Introduction:**

Un plancher est une aire plane, destinée à limiter les étages et dont les fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance; il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (poids propre+charge d'exploitation).
- Un rôle d'isolation thermique et phonique.
- Un rôle de transmission des charges.

III.1.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en Té en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

III.1.2.1 Méthode de calcul :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a. Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)**✓ Domaine d'application :**

Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

✓ **Exposition de la méthode**

▪ **Valeurs des moments : BAEL(art 7.3.2)**

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0) \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1+0.3) \frac{M_0}{2} & \text{Dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2+0.3) \frac{M_0}{2} & \text{Dans une travée de rive.} \end{cases} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \text{max} [(1) \text{ et } (2)]$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré et le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls, seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$$-0.15M_0 \text{ tel que } M_0 = \text{Max} (M_1^0 ; M_0^n)$$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués en appliquant une des deux méthodes suivantes :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive, ou L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0} \text{ (isostatique) } + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

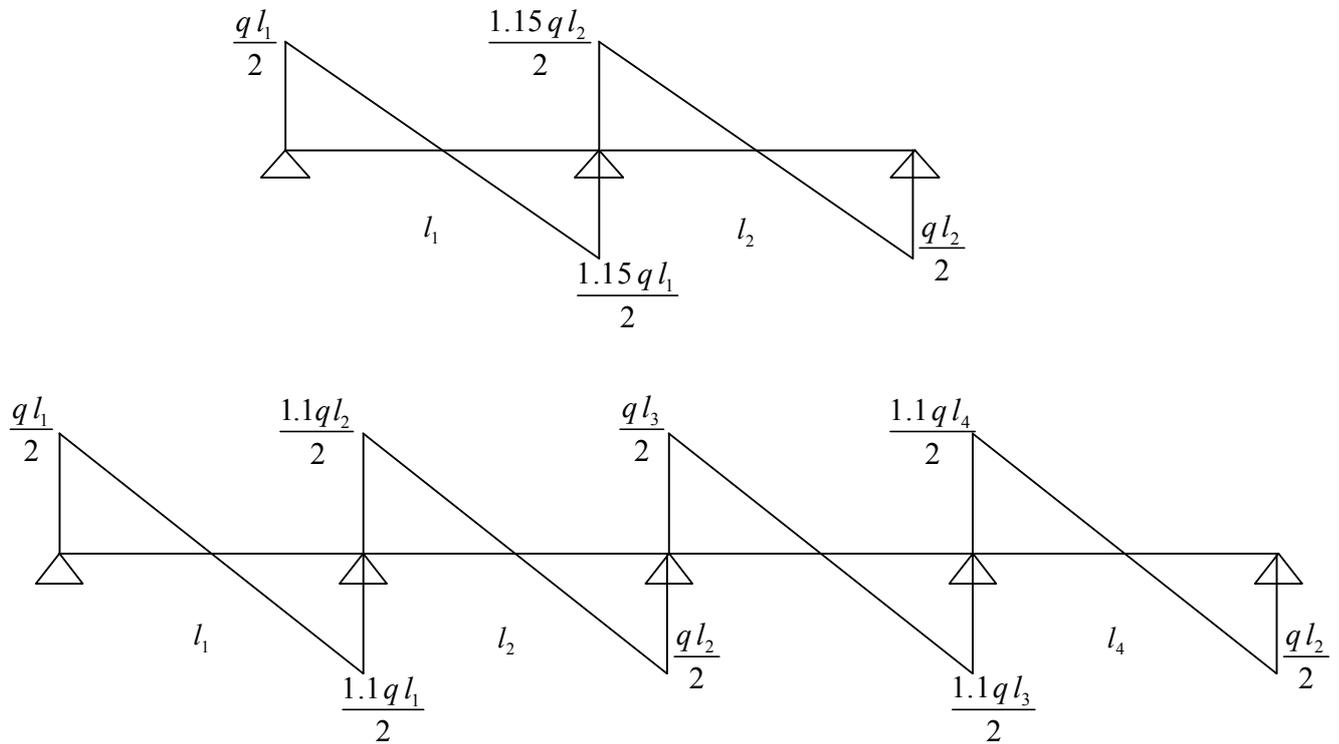


Fig. III.1: évaluation des efforts tranchants

b. Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

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

Soit une poutre continue :

La méthode de Caquot permet de déterminer les moments au niveaux des appuis en tenant compte que des charges appliquées sur les deux travées voisine de l'appui considéré .

On remplace les points du moment nul par des appuis simple fictifs avec :

$l' = 0.8 l$ Pour une travée intermédiaire. (BAEL art 7.4.3)

$l' = l$ Pour une travée de rives.

l' = est la longueur fictive.

Le calcul de la poutre se décompose en l'étude de plusieurs poutres élémentaires à deux travées et on applique la méthode des trois moments pour chaque poutre élémentaire.

▪ **Moments en appuis :**

$$M_i = -\left(\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}\right)$$

M_i : Moment à l'appui i

l_g' et l_d' : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

▪ **Moments en travées :**

Les moments en travée sont calculés par la méthode de RDM on isole la travée considérer

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

$$\text{Tel que : } M_0(x) = \frac{Px}{2}(l-x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pl}$$

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

• **Efforts tranchants**

Par la méthode de RDM

$$V_g = \frac{M_g + M_d}{l} - \frac{P \times l}{2}$$

$$V_d = V_g + P \times l$$

III.1.2.2. Différents types de poutrelles :

Dans le cas de notre projet on a 7 types de poutrelles:

Type 1 : poutrelle sur cinq appuis pour les étages service et commerce habitation et terrasse.

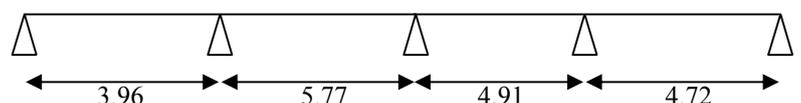
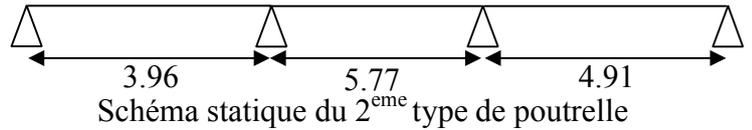
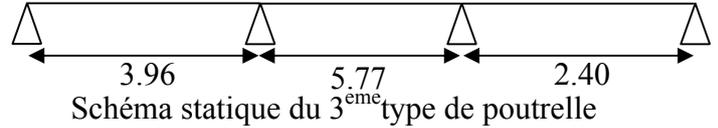


Schéma statique du 1^{er} type de poutrelle

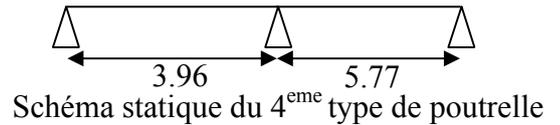
Type 2 : poutrelle sur quatre appuis pour les étages pour commerce et habitation.



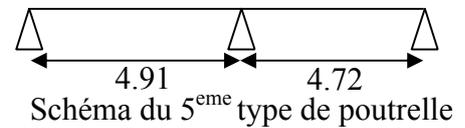
Type 3 : poutrelle sur quatre appuis pour les étages pour service et habitation et terrasse.



Type 4 : poutrelle sur trois appuis pour dans les étages service et d'habitation et terrasse.



Type 5: poutrelle sur trois appuis pour dans les étages d'habitation et terrasse.



Type 6 : poutrelle sur deux appuis et une travée dans les étages service et habitation et terrasse.

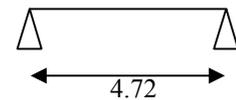


Schéma statique du 6^{ème} type de poutrelle

Type 7 : poutrelle sur deux appuis et une travée Dans les étages d'habitation et terrasse,



Schéma statique du 7^{ème} type de poutrelle

III.1.2.3. Méthode de calcul des poutrelles :

▪ **La méthode forfaitaire :**

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

♦ **Condition d'application :**

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2 \times G; 5)KN / m^2$.

- Plancher terrasse inaccessible :

$G = 6.8KN / m^2$

$Q = 1.00KN / m^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.8; 5)KN / m^2$ Vérifiée.

- Plancher étage courant :

$G = 5.55KN / m^2$

$Q = 1.5KN / m^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.55; 5)KN / m^2$ Vérifiée.

- Plancher étage commercial :

$$G = 5.55 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 5 \leq \min(2 \times 5.55; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée. Vérifiée.

- Le rapport $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{3.96}{5.77}; \frac{5.77}{4.91}; \frac{4.91}{4.72} \leq 1.25 \quad \text{n'est pas Vérifiée.}$$

$$\text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{3.96}{5.77}; \frac{5.77}{4.91} \leq 1.25 \quad \text{n'est pas Vérifiée.}$$

$$\text{Type 3 : } 0.8 \leq \frac{3.96}{5.77}; \frac{5.77}{2.40} \leq 1.25 \quad \text{n'est pas Vérifiée.}$$

$$\text{Type 4 : } 0.8 \leq \frac{3.96}{5.77} \leq 1.25 \quad \text{n'est pas Vérifiée.}$$

$$\text{Type 5 : } 0.8 \leq \frac{4.91}{4.72} \leq 1.04 \quad \text{Vérifiée.}$$

- Fissuration peu nuisible.

Pour les poutrelles de type 1,2,3,4 La condition du rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ n'est pas vérifiée, donc on applique la méthode de Caquot

minorée, dans laquelle on minore G avec un coefficient de 2/3 uniquement pour le calcul des moments aux appuis. Pour le des moments en travées on reprend la valeur de G.

Pour le type 5 on applique la méthode forfaitaire.

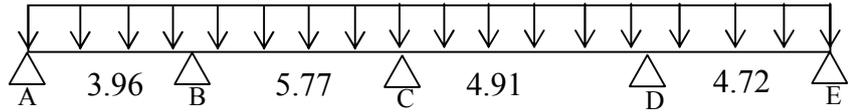
Pour les types 6 et 7 on applique la méthode d'RDM

▪ Calcul des sollicitations :

- Les moments aux appuis

* **Poutrelle type 1**

▪ **Calcul des longueurs fictives**



$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Schéma statique de la poutrelle type 1

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.96m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 5.77 = 4.616m$$

$$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} \Rightarrow L'_{CD} = 0.8 \times 4.91 = 3.928m$$

$$L'_{DE} = L_{DE} = 4.72m$$

à l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

à l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

| Désignation | G (KN/m ²) | Q (KN/m ²) | ELU | | ELS | |
|---------------------|---------------------------|---------------------------|--|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| | | | q _u (KN/m ²) | P _u (KN/ml) | q _s (KN/ml) | P _s (KN/ml) |
| Terrasse accessible | 6.80 | 1 | 10.68 | 6.94 | 7.8 | 5.07 |
| Etages courants | 5.55 | 1.5 | 9.74 | 6.33 | 7.05 | 4.58 |
| Etages commerciaux | 5.55 | 5.0 | 15 | 9.75 | 10.55 | 6.86 |
| Etage service | 5.55 | 2.5 | 11.24 | 7.3 | 8.05 | 5.23 |

Tableau III.1 Chargement sur les poutrelles.

❖ **A l'ELU**

▪ **Moment aux appuis :**

$$G' = 2/3 G = 3.7 \text{ KN/m}$$

Donc on aura :

$$q_u = (1.35 (G') + 1.5Q) \times 0.65$$

$$q_u = 8.12 \text{ KN/m}$$

$M_A = M_D = 0$ Mais en raison d'équilibrer les moments fictifs, le BAEL préconise de mettre une section d'aciers de fissuration.

$$M_A = M_D = -0.15 M_0$$

$$M_{0\max} = 40.57 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_D = -0.15 \times 40.57 = -6.08 \text{ KN.M}$$

$$M_B = \frac{8.12 \times (3.96^3 + 4.616^3)}{8.5 \times (3.96 + 4.616)} \Rightarrow M_B = -17.87 \text{ kn.m}$$

$$M_C = \frac{8.12 \times (4.616^3 + 3.93^3)}{8.5 \times (4.616 + 3.93)} \Rightarrow M_C = -17.78 \text{ kn.m}$$

$$M_D = \frac{8.12 \times (3.93^3 + 4.72^3)}{8.5 \times (3.93 + 4.72)} \Rightarrow M_D = -18.3 \text{ kn.}$$

❖ A'ELS

$$q = 5.655 \text{ KN/m}$$

$$M_A = M_D = -0.15 M_0$$

$$M_{0\max} = 6.86 \times 5.77^2 / 8$$

$$M_A = M_D = -0.15 \times 28.55 = -4.28 \text{ KN.m}$$

$$M_B = \frac{5.65 \times (3.96^3 + 4.616^3)}{8.5 \times (3.96 + 4.616)} \Rightarrow M_B = -12.43 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{5.65 \times (4.616^3 + 3.93^3)}{8.5 \times (4.616 + 3.93)} \Rightarrow M_C = -12.37 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{5.65 \times (3.93^3 + 4.72^3)}{8.5 \times (3.93 + 4.72)} \Rightarrow M_E = -12.74 \text{ KN.m}$$

▪ Moment en travées

Les moments en travées sont calculés en appliquant la formule suivante :

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

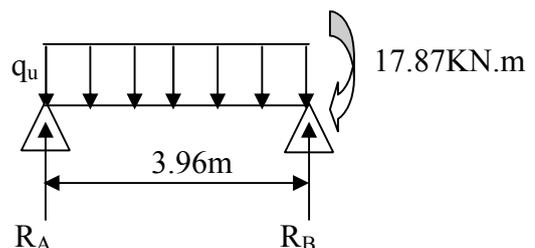
$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

Travée : AB



❖ A ELU

$$x = \frac{3.96}{2} + \frac{-17.87}{3.96 \times 9.75} = 1.52m$$

$$M = \frac{9.75 \times 1.52 \times (3.96 - 1.52)}{2} - 17.87 \times \frac{1.52}{3.96}$$

$$M_{tAB}^{max} = 11.22KNm$$

❖ A ELS

$$x = \frac{3.96}{2} + \frac{(-12.43)}{3.96 \times 6.86} = 1.52m$$

$$M(1.52) = \frac{6.86 \times 1.52 \times (3.96 - 1.52)}{2} + (-12.43) \times \frac{1.52}{3.96}$$

$$M_{tAB}^{max} = 9.95KNm$$

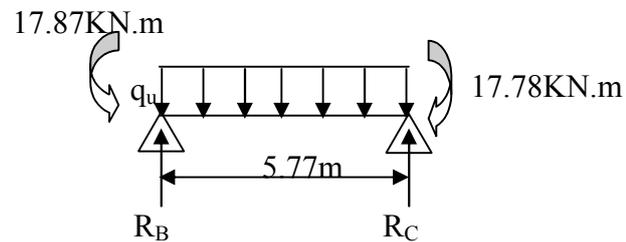
Travée : BC

❖ A ELU

$$x = \frac{5.77}{2} + \frac{17.87 - 17.78}{9.75 \times 5.77} = 2.88m$$

$$M(x) = \frac{9.75 \times 2.88 \times (5.77 - 2.88)}{2} + (-17.87) \times (1 - \frac{2.88}{5.77}) + (-17.78) \times \frac{2.88}{5.77}$$

$$M_{BC}^{Max} = 22.75KNm$$



❖ A ELS

$$x = \frac{5.77}{2} + \frac{12.37 - 12.43}{6.86 \times 5.77} = 2.88m$$

$$M(x) = \frac{6.86 \times 2.88 \times (5.77 - 2.88)}{2} + (-12.43) \times (1 - \frac{2.88}{5.77}) + (-12.37) \times \frac{2.88}{5.77}$$

$$M_{BC}^{Max} = 16.15KNm$$

Travée : CD

❖ A ELU

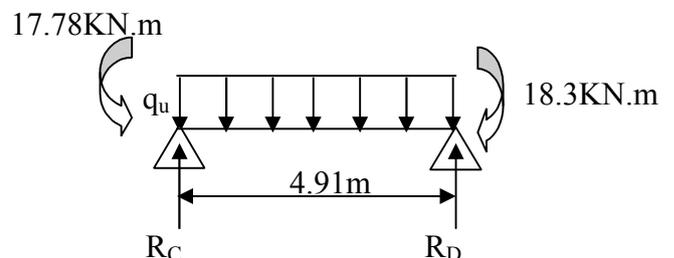
$$x = 2.44m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 2.44) = 11.34KN.m$$

❖ A ELS

$$x = 2.44m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 2.44) = 8.19KN.m$$



✚ Travée : DE

❖ A ELU

$$x = 2.75m$$

$$M_{DE}^{Max} = M(x = 2.75) = 18.77KN.m$$

❖ A l'ELS

$$x = 2.75m$$

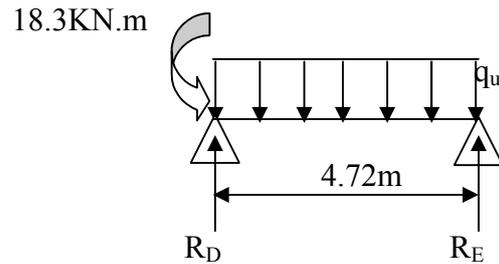
$$M_{DE}^{Max} = M(x = 2.75) = 13.26KN.m$$

▪ Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes ;

$$V_g = qL/2 + (M_d - M_g)/L$$

$$V_d = -qL/2 + (M_d - M_g)/L$$

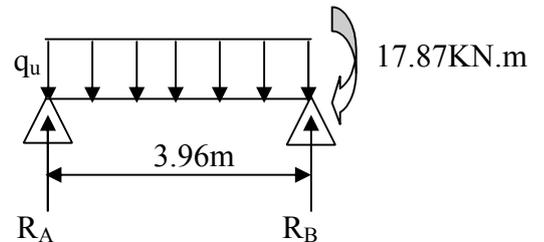


✚ Travée : AB

❖ A l'ELU

$$V_A = \frac{9.75 \times 3.96}{2} + \frac{(-17.87)}{3.96} = 14.8KN$$

$$V_B = -\frac{9.75 \times 3.96}{2} + \frac{(-17.87)}{3.96} = -23.8KN$$

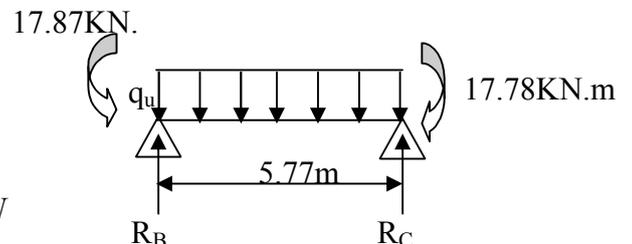


✚ Travée : BC

❖ A l'ELU

$$V_B = \frac{9.75 \times 5.77}{2} + \frac{(-17.78) - (-17.87)}{5.77} = 28.14KN$$

$$V_C = -\frac{9.75 \times 5.77}{2} + \frac{(-17.87) - (-17.78)}{5.77} = -28.11KN$$

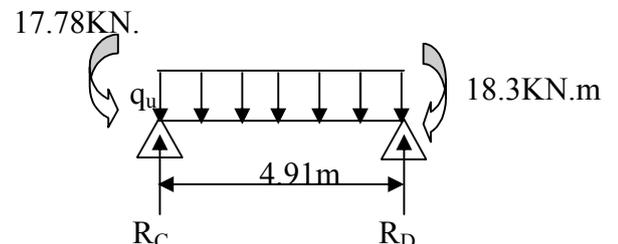


✚ Travée : CD

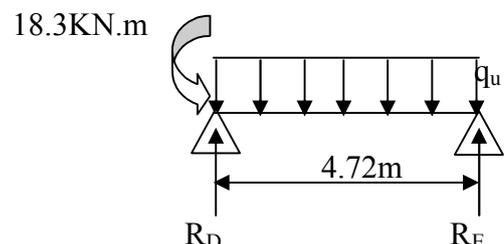
❖ A l'ELU

$$V_C = \frac{9.75 \times 4.91}{2} + \frac{(-17.78) - (-18.3)}{4.91} = 23.83KN$$

$$V_D = -\frac{9.75 \times 4.91}{2} + \frac{(17.78) - (-18.3)}{4.91} = -24.04KN$$



✚ Travée : DE



❖ A l'ELU

$$V_D = \frac{9.75 \times 4.72}{2} + \frac{(18.3)}{4.72} = 26.88 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{9.75 \times 4.72}{2} + \frac{(18.3)}{4.72} = -19.13 \text{ KN}$$

| Travée | L (m) | P _u (KN.m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| A-B | 3.96 | 9.75 | 19.11 | 0 | -17.87 | 11.22 | 14.8 | -23.8 |
| B-C | 5.77 | 9.75 | 40.57 | -17.87 | -17.78 | 22.75 | 28.14 | -28.11 |
| C-D | 4.91 | 9.75 | 29.38 | -17.78 | -18.3 | 11.34 | 23.83 | -24.04 |
| D-E | 4.72 | 9.75 | 27.15 | -18.3 | 0 | 18.77 | 26.88 | -19.13 |

Tableau .III.2. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce (type 1).

| Travée | L (m) | P _u (KN.m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| A-B | 3.96 | 6.86 | 13.44 | 0 | -12.43 | 9.95 |
| B-C | 5.77 | 6.86 | 28.55 | -12.43 | -12.37 | 16.5 |
| C-D | 4.91 | 6.86 | 20.67 | -12.37 | -12.74 | 8.19 |
| D-E | 4.72 | 6.86 | 19.1 | -12.74 | 0 | 13.26 |

Tableau .III.3. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerce (type 1).

▪ Calcul de la poutrelle type 1 du plancher de service :

❖ A l'ELU

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -4.557 \text{ KN.m}$$

❖ A l'ELS

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -3.26 \text{ KN.m}$$

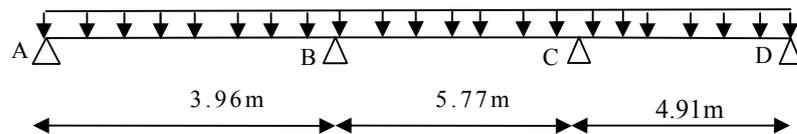
| Travée | L (m) | P _u (KN.m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| A-B | 3.96 | 7.3 | 14.31 | 0 | -12.5 | 8.74 | 11.29 | -17.61 |
| B-C | 5.77 | 7.3 | 30.38 | -12.5 | -12.43 | 17.91 | 21.07 | -20.05 |
| C-D | 4.91 | 7.3 | 21.99 | -12.43 | -12.77 | 9.4 | 17.85 | -18 |
| D-E | 4.72 | 7.3 | 20.33 | -12.77 | 0 | 14.44 | 19.93 | -14.52 |

Tableau III.4. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service (type 1).

| Travée | L (m) | P _u (KN.m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| A-B | 3.96 | 5.23 | 10.25 | 0 | -8.87 | 6.29 |
| B-C | 5.77 | 5.23 | 21.76 | -8.87 | -8.82 | 12.92 |
| C-D | 4.91 | 5.23 | 15.76 | -8.82 | -9.09 | 6.62 |
| D-E | 4.72 | 5.23 | 14.56 | -9.09 | 0 | 8.86 |

Tableau. III.5. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service (type 1).

* **poutrelle type 2 du plancher commerce :**



On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites car :
($l_i/l_{i+1} = 3.96/5.77 = 0.68 < 0.8$) on applique donc la méthode de **Caquot minorée**.

$$L' = \begin{cases} 0.8 L & \text{Travée intermédiaire} \\ L & \text{Travée de rive} \end{cases}$$

▪ **Calcul des longueurs fictives**

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.96m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 5.77 = 4.616m$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 4.91m$$

▪ **Les moments aux appuis :**

❖ **A l'ELU**

$$q = 8.12 \text{ KN/m}$$

$$M_B = \frac{8.12 \times (3.96^3 + 4.616^3)}{8.5 \times (3.96 + 4.616)} \Rightarrow M_B = -17.87 \text{ kn.m}$$

$$M_C = \frac{8.12 \times (4.616^3 + 4.91^3)}{8.5 \times (4.616 + 4.91)} \Rightarrow M_C = -21.73 \text{ kn.m}$$

❖ **A l'ELS**

$$q = 5.655 \text{ KNm}$$

$$M_B = \frac{5.655 \times (3.96^3 + 4.616^3)}{8.5 \times (3.96 + 4.161)} \Rightarrow M_B = -12.43 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{5.655 \times (4.616^3 + 4.91^3)}{8.5 \times (4.616 + 4.91)} \Rightarrow M_C = -15.13 \text{ KN.m}$$

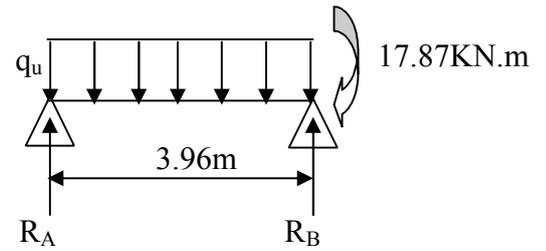
✚ Travée : AB

❖ A l'ELU

$$x = \frac{3.96}{2} + \frac{-17.87}{3.96 \times 9.75} = 1.52m$$

$$M = \frac{9.75 \times 1.52 \times (3.96 - 1.52)}{2} - 17.87 \times \frac{1.52}{3.96}$$

$$M_{tAB}^{max} = 11.22KNm$$



❖ A l'ELS

$$x = \frac{3.96}{2} + \frac{(-12.43)}{3.96 \times 6.86} = 1.52m$$

$$M(1.52) = \frac{6.86 \times 1.52 \times (3.96 - 1.52)}{2} + (-12.43) \times \frac{1.52}{3.96}$$

$$M_{tAB}^{max} = 9.95KNm$$

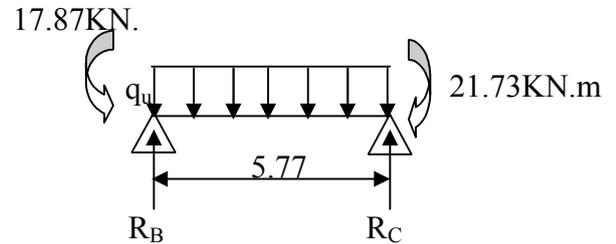
✚ Travée : BC

❖ A l'ELS

$$x = \frac{5.77}{2} + \frac{(-21.73) - (-17.87)}{9.75 \times 5.77} = 2.8m$$

$$M(x) = \frac{9.75 \times 2.8 \times (5.77 - 2.8)}{2} + (-17.87) \times (1 - \frac{2.8}{5.77}) + (-21.73) \times \frac{2.8}{5.77}$$

$$M_{BC}^{Max} = 20.8KNm$$



❖ A l'ELS

$$x = \frac{5.77}{2} + \frac{(-15.13) - (-12.43)}{6.86 \times 5.77} = 2.8m$$

$$M(x) = \frac{6.86 \times 2.8 \times (5.77 - 2.8)}{2} + (-12.43) \times (1 - \frac{2.8}{5.77}) + (-15.13) \times \frac{2.8}{5.77}$$

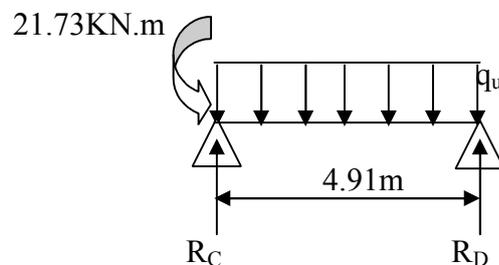
$$M_{BC}^{Max} = 14.78KNm$$

✚ Travée : CD

❖ A l'ELU

$$x = 2.9m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 2.9) = 19.52KN.m$$



❖ A l'ELS

$$x = 2.9m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 2.9) = 13.5KN.m$$

| Travée | L (m) | P _u (KN.m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| A-B | 3.96 | 9.75 | 19.11 | 0 | -17.87 | 11.22 | 14.79 | -23.81 |
| B-C | 5.77 | 9.75 | 40.57 | -17.87 | -21.73 | 20.8 | 27.46 | -28.79 |
| C-D | 4.91 | 9.75 | 29.38 | -21.73 | 0 | 19.52 | 28.36 | -19.51 |

Tableau .III.6. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce (type 2).

| Travée | L (m) | P _u (KN.m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| A-B | 3.96 | 6.86 | 13.44 | 0 | -12.43 | 9.95 |
| B-C | 5.77 | 6.86 | 28.55 | -12.43 | -15.13 | 14.78 |
| C-D | 4.91 | 6.86 | 20.67 | -15.13 | 0 | 13.5 |

Tableau. III.7. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerce (type 2).

* **poutrelle type 2 du plancher habitation.**▪ **Les moments aux appuis**

❖ A l'ELU

$M_A = M_B = 0$ En raison d'équilibrer les moments fictifs, le BAEL préconise de mettre une section d'aciers de fissuration.

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -3.95KN.m$$

❖ A l'ELS

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -2.86KN.m$$

| Travée | L (m) | P _u (KN.m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| A-B | 3.96 | 6.33 | 12.41 | 0 | -10.36 | 7.76 | 9.91 | -15.15 |
| B-C | 5.77 | 6.33 | 26.34 | -10.36 | -12.6 | 14.87 | 17.87 | -18.65 |
| C-D | 4.91 | 6.33 | 19.07 | -12.6 | 0 | 13.29 | 18.1 | -12.97 |

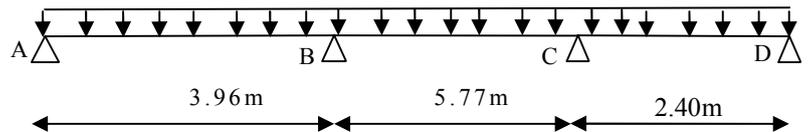
Tableau. III.8. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation (type 2).

| Travée | L (m) | P _u (KN.m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| A-B | 3.96 | 4.58 | 8.97 | 0 | -7.44 | 5.64 |
| B-C | 5.77 | 4.58 | 19.06 | -7.44 | -8.73 | 10.98 |
| C-D | 4.91 | 4.58 | 13.8 | -8.73 | 0 | 9.78 |

Tableau : III.9. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation (type 2).

* **poutrelle type 3 du plancher de service :**

▪ **Les moments aux appuis**



❖ **A l'ELU**

$M_A = M_B = 0$ En raison d'équilibrer les moments fictifs, le BAEL préconise de mettre une section d'aciers de fissuration.

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -4.557 \text{ KN.m}$$

❖ **A l'ELS**

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -3.26 \text{ KN.m}$$

| Travée | L (m) | P _u (KN.m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| A-B | 3.96 | 7.3 | 14.31 | 0 | -12.5 | 8.74 | 11.29 | -17.61 |
| B-C | 5.77 | 7.3 | 30.38 | -12.5 | -10.68 | 18.79 | 22.88 | -19.24 |
| C-D | 2.4 | 7.3 | 5.25 | -10.68 | 0 | 1.27 | 13.21 | -4.31 |

Tableau : III.10. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service (type 3).

| Travée | L (m) | P _u (KN.m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| A-B | 3.96 | 5.23 | 10.25 | 0 | -8.87 | 6.3 |
| B-C | 5.77 | 5.23 | 21.76 | -8.87 | -7.58 | 13.54 |
| C-D | 2.4 | 5.23 | 3.76 | -7.58 | 0 | 0.93 |

Tableau : III.11. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service (type 3).

* **poutrelle type 3 du plancher d'habitation**

▪ **Les moments aux appuis**

❖ **A l'ELU**

$M_A = M_B = 0$ En raison d'équilibrer les moments fictifs, le BAEL préconise de mettre une section d'aciers de fissuration.

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -3.95 \text{ KN.m}$$

❖ **A l'ELS**

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -2.86 \text{ KN.m}$$

| Travée | L (m) | P _u (KN.m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| A-B | 3.96 | 6.33 | 12.41 | 0 | -10.36 | 7.77 | 9.91 | -15.15 |
| B-C | 5.77 | 6.33 | 26.34 | -10.36 | -7.25 | 17.56 | 18.8 | -17.72 |
| C-D | 2.4 | 6.33 | 4.55 | -7.25 | 0 | 1.65 | 10.61 | -4.57 |

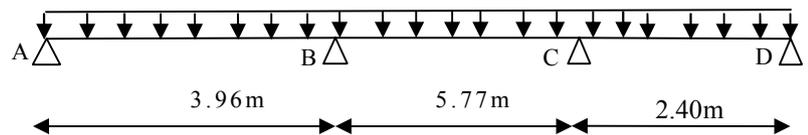
Tableau : III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'habitation (type 3).

| Travée | L (m) | P _u (KN.m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| A-B | 3.96 | 4.58 | 8.97 | 0 | -7.42 | 5.7 |
| B-C | 5.77 | 4.58 | 19.06 | -7.42 | -6.36 | 12.17 |
| C-D | 2.4 | 4.58 | 3.3 | -6.36 | 0 | 0.88 |

Tableau : III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'habitation (type 3).

▪ **Calcul de la poutrelle type 3 du plancher de terrasse inaccessible :**

▪ **Les moments aux appuis**



❖ **A l'ELU**

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -4.33 \text{ KN.m}$$

❖ **A l'ELS**

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -3.16 \text{ KN.m}$$

| Travée | L (m) | P _u (KN.m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| A-B | 3.96 | 6.94 | 13.6 | 0 | -10.87 | 8.71 | 11 | -16.48 |
| B-C | 5.77 | 6.94 | 28.88 | -10.87 | -9.31 | 18.79 | 20.29 | -19.75 |
| C-D | 2.4 | 6.94 | 5 | -9.31 | 0 | 1.01 | 12.2 | -4.44 |

Tableau : III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 3).

| Travée | L (m) | P _u (KN.m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| A-B | 3.96 | 5.07 | 9.94 | 0 | -7.9 | 6.38 |
| B-C | 5.77 | 5.07 | 21.1 | -7.9 | -6.77 | 13.77 |
| C-D | 2.4 | 5.07 | 3.65 | -6.77 | 0 | 0.36 |

Tableau : III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 3).

* **Poutrelle de type 4 :**

▪ **Les moments aux appuis**

❖ **A l'ELU**

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -4.557 \text{KN.m}$$

❖ **A l'ELS**

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -3.26 \text{KN.m}$$

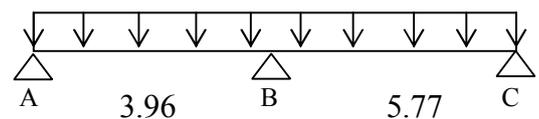


Schéma statique de la poutrelle type 4

| Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| A-B | 3.96 | 7.3 | 14.31 | 0 | -17.45 | 6.9 | 10.04 | -18.86 |
| B-C | 5.77 | 7.3 | 30.38 | -17.45 | 0 | 22.28 | 24.08 | -18.03 |

Tableau : III.16. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service (type 4).

| Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| A-B | 3.96 | 5.23 | 10.25 | 0 | -12.38 | 5 |
| B-C | 5.77 | 5.23 | 21.76 | -12.38 | 0 | 16.015 |

Tableau : III.17. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service (type 4).

* Type 4 pour plancher d'habitation

▪ Les moments aux appuis

❖ A l'ELU

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -3.95 \text{ KN.m}$$

❖ A l'ELS

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -2.86 \text{ KN.m}$$

| Travée | L (m) | P_u (KN/m) | M_0 (KN.m) | M_g (KN.m) | M_d (KN.m) | M_t (KN.m) | V_g (KN) | V_d (KN) |
|--------|----------|--------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|---------------|---------------|
| A-B | 3.96 | 6.33 | 12.4 | 0 | -14.74 | 6.13 | 8.81 | -16.24 |
| B-C | 5.77 | 6.33 | 26.34 | -14.74 | 0 | 19.48 | 20.8 | -15.7 |

Tableau : III.18. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher habitation (type 4).

| Travée | L (m) | P_s (KN/m) | M_0 (KN.m) | M_g (KN.m) | M_d (KN.m) | M_t (KN.m) |
|--------|----------|--------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| A-B | 3.96 | 4.58 | 8.97 | 0 | -10.38 | 4.53 |
| B-C | 5.77 | 4.58 | 19.06 | -10.38 | 0 | 14.28 |

Tableau : III.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher habitation (type 4).

* Type 4 pour plancher terrasse

| Travée | L (m) | P_u (KN/m) | M_0 (KN.m) | M_g (KN.m) | M_d (KN.m) | M_t (KN.m) | V_g (KN) | V_d (KN) |
|--------|----------|--------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|---------------|---------------|
| A-B | 3.96 | 6.94 | 13.6 | 0 | -15.22 | 7.05 | 13.74 | -15.8 |
| B-C | 5.77 | 6.94 | 28.88 | -15.22 | 0 | 21.77 | 23.025 | -20.022 |

Tableau III.20 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 4).

| Travée | L (m) | P_s (KN/m) | M_0 (KN.m) | M_g (KN.m) | M_d (KN.m) | M_t (KN.m) |
|--------|----------|--------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| A-B | 3.96 | 5.07 | 9.94 | 0 | -11.06 | 5.18 |
| B-C | 5.77 | 5.07 | 21.1 | -11.06 | 0 | 15.93 |

Tableau III.21 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 4).

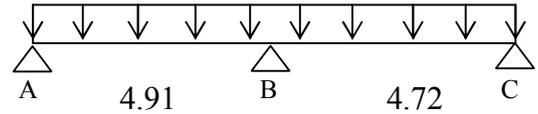
* **Type 5 pour le plancher habitation:**

Schéma statique de la poutrelle type 4

Les quatre conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, on utilise Cette dernière pour le calcul des sollicitations.

Calcul des moments isostatiques❖ **A l'ELU**✚ **Travée AB**

$$M_0^{AB} = \frac{q_U \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 19.07 \text{ KN.m}$$

✚ **Travée BC**

$$M_0^{BC} = \frac{q_U \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 17.62 \text{ KN.m}$$

❖ **A l'ELS**✚ **Travée AB :**

$$M_0^{AB} = \frac{q_S \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 13.8 \text{ KN.m}$$

✚ **Travée BC :**

$$M_0^{BC} = \frac{q_S \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 12.75 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments aux appuis**

- **Appuis de rive**

❖ **A l'ELU**

$$M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_A = M_C = -2.86 \text{ KN.m}$$

❖ **A l'ELS**

$$M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_A = M_C = -2.07 \text{ KN.m}$$

- **Appuis intermédiaires**

❖ **A l'ELU**

$$M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -11.442 \text{ KN.m}$$

❖ **A l'ELS**

$$M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -8.28 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.55} = 0.212$$

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.R \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots T.I \end{cases}$$

❖ A l'ELU

✚ Travée AB

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 13.13 \\ M_t^{AB} \geq 12.04 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 13.13 \text{ KN.m}$$

✚ Travée BC

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 11.59 \\ M_t^{BC} \geq 11.13 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 11.59 \text{ KN.m}$$

❖ A l'ELS

✚ Travée AB

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 9.5 \\ M_t^{AB} \geq 4.36 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 9.5 \text{ KN.m}$$

✚ Travée BC

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 8.38 \\ M_t^{BC} \geq 8.05 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 8.38 \text{ KN.m}$$

• Les efforts tranchants

❖ A l'ELU

✚ Travée AB

$$V_A = \frac{6.33 \times 4.91}{2} = 15.54 \text{ KN}$$

$$V_B = 1.15 \times V_A = -17.87 \text{ KN}$$

✚ Travée BC

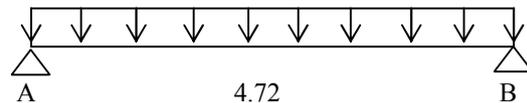
$$V_B = 1.15 \times \frac{6.33 \times 4.72}{2} = 17.18 \text{ KN}$$

$$V_C = -14.93 \text{ KN}$$

* Type 5 pour plancher terrasse inaccessible :

| | type | travée | longueur L (m) | M ₀ (KN.m) | Moment en appui (KN.m) | | Moment entravée (KN.m) | Effort tranchant (KN) | |
|------------|------|--------|-------------------|--------------------------|------------------------------|----------------|------------------------------|--------------------------|----------------|
| | | | | | M _g | M _d | | V _g | V _d |
| A l'ELU | 5 | A-B | 4.91 | 20.92 | -3.138 | -12.55 | 13.88 | 17.04 | -19.59 |
| | | B-C | 4.72 | 19.33 | -12.55 | -3.138 | 12.29 | 13.76 | -11.96 |
| A l'ELS | 5 | A-B | 4.91 | 15.27 | -2.29 | 9.16 | 10.13 | / | / |
| | | B-C | 4.72 | 14.12 | -9.16 | -2.29 | 8.93 | / | / |

Tab III.22: sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible.



* Type 6 pour le plancher service :

▪ Les moments aux appuis

Schéma statique de la poutrelle type 6

C'est une poutrelle simplement appuyée dans les deux extrémités donc :

❖ A l'ELU

$M_A = M_B = 0$ En raison d'équilibrer les moments fictifs, le BAEL préconise de mettre une section d'aciers de fissuration.

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -3.05 \text{KN.m}$$

❖ A l'ELS

$$M_A = M_B = -2.18 \text{KN.m}$$

| Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| A-B | 4.72 | 7.3 | 20.32 | 0 | 0 | 20.32 | 17.23 | -17.23 |

Tableau III.23 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher service (Type 6).

| Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| A-B | 4.72 | 5.3 | 14.76 | 0 | 0 | 14.76 |

Tableau III.24 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher service (Type 6)

* **Type 6 pour plancher d'habitation :**▪ **Les moments aux appuis**

C'est une poutrelle simplement appuyée dans les deux extrémités donc :

❖ **A l'ELU**

$M_A = M_B = 0$ En raison d'équilibrer les moments fictifs, le BAEL préconise de mettre une section d'aciers de fissuration.

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -2.64 \text{ KN.m}$$

❖ **A l'ELS**

$$M_A = M_B = -1.9 \text{ KN.m}$$

| Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| A-B | 4.72 | 6.33 | 17.62 | 0 | 0 | 17.62 | 14.94 | -14.94 |

Tableau III.25 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher habitation (Type 6).

| Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| A-B | 4.72 | 4.58 | 12.75 | 0 | 0 | 12.75 |

Tableau III.26 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher habitation (Type 6)

* **Type 6 pour plancher terrasse :**▪ **Les moments aux appuis**

C'est une poutrelle simplement appuyée dans les deux extrémités donc :

❖ **A l'ELU**

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -3.1 \text{ KN.m}$$

❖ **A l'ELS**

$$M_A = M_B = -2.2 \text{ KN.m}$$

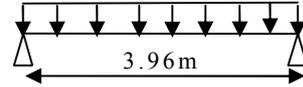
| Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| A-B | 4.72 | 6.94 | 19.32 | 0 | 0 | 19.32 | 16.37 | -16.37 |

Tableau III.27 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (Type 6).

| Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| A-B | 4.72 | 5.07 | 14.12 | 0 | 0 | 14.12 |

Tableau III.28 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type 6).

* **Type 7 pour le plancher habitation :**



▪ **Les moments aux appuis**

C'est une poutrelle simplement appuyée dans les deux extrémités donc :

❖ **A l'ELU**

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -1.86\text{KN.m}$$

❖ **A l'ELS**

$$M_A = M_B = -1.345\text{KN.m}$$

| Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| A-B | 3.96 | 6.33 | 12.4 | 0 | 0 | 12.4 | 12.53 | -12.53 |

Tableau III.29 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher habitation (Type 7).

| Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| A-B | 3.96 | 4.58 | 8.97 | 0 | 0 | 8.97 |

Tableau III.30 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher habitation (Type 7).

* **Type 7 pour le plancher terrasse :**

▪ **Les moments aux appuis**

❖ **A l'ELU**

$$M_A = M_B = -0.15M_0 = -2.04\text{KN.m}$$

❖ **A l'ELS**

$$M_A = M_B = -1.49\text{KN.m}$$

| Travée | L (m) | P _u (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|--------|----------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|
| A-B | 3.96 | 6.94 | 13.6 | 0 | 0 | 13.6 | 13.74 | -13.74 |

Tableau III.31 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (Type 7).

| Travée | L (m) | P _s (KN/m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|--------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| A-B | 3.96 | 5.07 | 9.94 | 0 | 0 | 9.94 |

Tableau III.32 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (Type 7).

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau suivant :

| Etage | Type de poutrelle | Etats limites | | | | | | |
|-----------------------|-------------------|--------------------------|---------|---------------------------|----------------|--------------------------|---------|---------------------------|
| | | ELU | | | | ELS | | |
| | | M_{MAX}^{Appui} (KN.m) | | $M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m) | V_{MAX} (KN) | M_{MAX}^{Appui} (KN.m) | | $M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m) |
| | | Rive | Interne | | | Rive | Interne | |
| commerce | 01 | -6.08 | -18.3 | 22.75 | 28.14 | -4.28 | -12.74 | 16.15 |
| | 02 | -6.08 | -21.73 | 20.8 | 28.79 | -4.28 | -15.13 | 14.78 |
| service | 01 | -4.557 | -12.77 | 17.91 | 21.07 | -3.26 | -9.09 | 12.92 |
| | 03 | -4.557 | -12.5 | 18.79 | 22.88 | -3.26 | -8.87 | 13.54 |
| | 04 | -4.557 | -17.45 | 22.28 | 24.08 | -3.26 | -12.38 | 16.015 |
| | 06 | -3.015 | 0 | 17.32 | 17.23 | -2.18 | 0 | 14.74 |
| habitation | 02 | -3.95 | -12.6 | 14.87 | 18.65 | 2.86 | -8.73 | 10.98 |
| | 03 | -3.95 | -10.36 | 17.56 | 18.8 | -2.86 | -7.42 | 12.17 |
| | 04 | -3.95 | -14.74 | 19.48 | 20.8 | -2.86 | -10.38 | 14.28 |
| | 05 | -2.86 | -11.442 | 13.13 | 17.87 | -2.07 | -8.28 | 9.5 |
| | 06 | -2.64 | 0 | 17.62 | 14.94 | -1.9 | 0 | -12.75 |
| | 07 | -1.86 | 0 | 12.4 | 12.53 | -1.345 | 0 | 8.97 |
| Terrasse inaccessible | 03 | -4.33 | -10.87 | 18.79 | 20.29 | -3.16 | -7.9 | 13.77 |
| | 04 | -4.33 | -15.22 | 21.77 | 23.025 | -3.165 | -11.06 | 15.93 |
| | 05 | -2.9 | -12.55 | 12.29 | 19.59 | -2.29 | -9.16 | 10.13 |
| | 06 | -3.1 | 0 | 19.32 | 16.37 | -2.29 | 0 | 14.12 |
| | 07 | -2.04 | 0 | 13.6 | 13.74 | -1.49 | 0 | 9.94 |

Tableau III.33 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.

▪ Les Sollicitation les plus défavorables

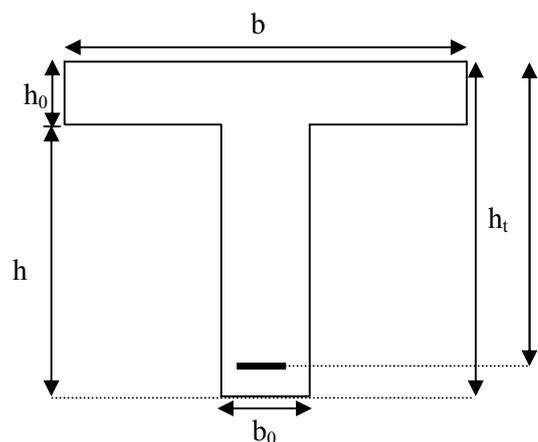
| Etage | Type de poutrelle | Etats limites | | | | | | |
|-----------------------|-------------------|--------------------------|---------------|---------------------------|----------------|--------------------------|---------------|---------------------------|
| | | ELU | | | | ELS | | |
| | | M_{MAX}^{Appui} (KN.m) | | $M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m) | V_{MAX} (KN) | M_{MAX}^{Appui} (KN.m) | | $M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m) |
| | | Rive | Interne | | | Rive | Interne | |
| commerce | 01et 02 | -6.08 | -21.73 | 22.75 | 28.79 | -4.28 | -15.13 | 16.15 |
| service | 01 ,03,04 | -4.557 | -17.45 | 22.28 | 24.08 | -3.26 | -12.38 | 16.015 |
| | 06 | -3.015 | 0 | 17.32 | 17.23 | -2.18 | 0 | 14.74 |
| habitation | 02,03,04 | -3.95 | -14.74 | 19.48 | 20.8 | -2.86 | -10.38 | 14.28 |
| | 05 | -2.86 | -11.442 | 13.13 | 17.87 | -2.07 | -8.28 | 9.5 |
| | 06 | -2.64 | 0 | 17.62 | 14.94 | -1.9 | 0 | -12.75 |
| | 07 | -1.86 | 0 | 12.4 | 12.53 | -1.345 | 0 | 8.97 |
| Terrasse inaccessible | 03,04 | -4.33 | -15.22 | 21.77 | 23.025 | -3.165 | -11.06 | 15.93 |
| | 05 | -2.9 | -12.55 | 12.29 | 19.59 | -2.29 | -9.16 | 10.13 |
| | 06 | -3.1 | 0 | 19.32 | 16.37 | -2.29 | 0 | 14.12 |
| | 07 | -2.04 | 0 | 13.6 | 13.74 | -1.49 | 0 | 9.94 |

Tableau III.34 Les Sollicitation les plus défavorables

III.2.4 Ferrailage des poutrelles :

• Caractéristiques géométriques de la nervure :

- $h_t = 24 \text{ cm}$
- $b_0 = 10 \text{ cm}$
- $b = 65 \text{ cm}$
- $d = 22 \text{ cm}$
- $h_0 = 4 \text{ cm}$
- $h = 20 \text{ cm}$



FigIII.2Caractéristiques géométriques de la poutre

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables comme une section en T soumise à la flexion simple.

- Exemple de calcul plancher commerce

- ❖ A L'ELU

- Sollicitations maximales

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

- Calcul de la section d'armature longitudinale

- 🚦 Ferrailage en travée

$$M_{travée} = 22.75 \text{ KN.m}$$

- Le moment équilibré par la table de compression

$$M_{TU} = bh_o f_{bu} (d - 0,5h_o) = 0.65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 (0,22 - 0,5 \times 0,04) = 73.84 \text{ KN.m} \quad M_{TU} > M_{travée}$$

Béton Armé IUP GCI3 (Article 4.4.2)

L'axe neutre passe par la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire de b*h (b=65 cm ; h=24 cm).

- Calcul du coefficient

$$\mu_{bu} = \frac{M_{travée}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{22.75 \times 10^6}{650 \times 220^2 \times 14,2} = 0,051 < 0.186$$

Donc Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a : } \alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_l} = \frac{3,5\text{‰}}{3,5\text{‰} + 1,73\text{‰}} \Rightarrow \alpha_l = 0,669$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,8 \times 0,669 \times (1 - 0,4 \times 0,669) = 0,392$$

On a

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A:

$$A = \frac{M_l}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}) = 0.065$$

$$Z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.065) = 0.214 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{22.75 \times 10^{-3}}{348 \times 0.214} = 3.05 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_t = 3.05 cm^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.726 cm^2$$

$$A_{\min} < A_t \Rightarrow C \text{ est vérifié.}$$

$$A = 2T14 = 3.07 cm^2$$

♦ **En appuis :**

• **appuis intermédiaires :**

Puisque le moment est négatif en appuis, la table de compression se trouve dans la zone tendue, donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = $(10 \times 24) cm^2$.

$$M_u = 73.84 \times 10^{-3} MN.m$$

$$M_a^{\text{int}} = 21.73 \times 10^{-3} MN.m$$

$$\Rightarrow M_u > M_a^{\text{int}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{21.73 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.316$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = 3.5\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$$

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{\text{intermédiaire}} = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$$

Avec

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.316}}{0.8} = 0.49$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.22(1 - 0.4 \times 0.49) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{intermediaire}} = \frac{M_u}{zf_{st}}$$

$$A_a^{\text{intermediaire}} = \frac{21.73 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 3.54 \text{ m}^2$$

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.54 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

On opte pour :

$$A_s = \mathbf{2HA16 = 4.01 \text{ cm}^2}$$

• **Appuis de rive**

$$M_{Interne}^a = -6.08 \text{ KN.m}$$

Puisque le moment est négatif en appuis, la table de compression se trouve dans la zone tendue.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.088 < 0.186$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu}$$

Donc Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

$$A_a^{\text{rive}} = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$$

$$\text{Avec : } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.088}}{0.8} = 0.115$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.22(1 - 0.4 \times 0.115) = 0.21 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_u}{z f_{st}}$$

$$A_a^{rive} = \frac{6.08 \times 10^{-3}}{0.21 \times 348} = 0.83 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.83 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

On opte pour :

$$A_s = 1\text{HA}10 = 0.785 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 28.79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{28.79 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22} = 1.31 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.2 f_{ct28}}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.31 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

▪ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

• **Appuis de rive**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.785 + 3.05 = 3.835 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.835 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 28.79 \times 10^{-3}}{400} = 0.827 \text{ cm}^2 \quad \text{Est vérifiée}$$

• **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[28.79 - \frac{6.08}{0.9 \times 0.22} \right] \times 10^{-3} = -0.055 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{aucune vérification à faire car l'effort}$$

tranchant est négligeable devant l'effort due au moment.

▪ **Vérification du cisaillement à la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{28.79 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 1.53 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table- nervure

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

▪ **Calcul des armatures transversales :** → D'après le BAEL 91(Art A.7.2.2.2)

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, 14\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{100}{10}, \frac{240}{35}, 14\right) = 6 \text{ mm}$$

On prend: **A_t=2HA6=0.57cm²**

- **Espacements**

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 19.8 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_c \cdot A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})} \dots \dots \dots (2)$$

K=1 : FPN et pas de reprise de bétonnage

α = 90 (Les armatures sont perpendiculaires)

D'où

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10 \times (1,53 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} \Rightarrow S_t \leq 20,26 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_c}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 10} \Rightarrow 57 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

$$S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

▪ **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b_0 a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$$

a = min [0.9d, largeur de l'appui -4]

$$a = 0.9d = 0.9 \times 22 = 19.8 \text{ cm}$$

$$V_u \leq 0,267 \times 0.1 \times 0.198 \times 25 = 0.132 \text{ MN}$$

$$V_u = 28.79 \text{ KN} \leq 132 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le ferrailage des autres types de poutrelles et résumé dans les tableaux suivants :

| poutrelles | type | $M_t = 22.75 \text{ KN.m}$ | | | | $M_{a i} = 21.73 \text{ KN.m}$ | | | | $M_{a r} = 6.08 \text{ KN.m}$ | | | |
|------------------|---------------|----------------------------|---------------------------|-------|-----------------|-----------------------------------|----------------------------------|-------|-----------------|-----------------------------------|----------------------------------|-------|-----------------|
| | | μ_{bu} | α | Z (m) | A Cm^2 | μ_{bu} | α | Z (M) | A Cm^2 | μ_{bu} | α | Z (M) | A Cm^2 |
| Étage commercial | 1 et 2 | 0.05 | 0.06 | 0.21 | 3.05 | 0.31 | 0.49 | 0.17 | 3.54 | 0.08 | 0.11 | 0.21 | 0.83 |
| | étage bureaux | 3 et 4 | $M_t = 22.3 \text{ Kn.m}$ | | | | $M_a^{int} = 17.45 \text{ Kn.n}$ | | | | $M_a^{rive} = 4.56 \text{ Kn.m}$ | | |
| | | 0.058 | 0.059 | 0.272 | 4.73 | 0.0656 | 0.0651 | 0.277 | 4.31 | 0.084 | 0.079 | 0.29 | 3.24 |
| 6 | | $M_t = 17.13 \text{ Kn.m}$ | | | | | | | | $M_a^{rive} = 3.015 \text{ Kn.m}$ | | | |
| | | 0.066 | 0.06 | 0.27 | 4.3 | | | | | 0.08 | 0.082 | 0.29 | 3.09 |
| étage habitation | 1 et 3 et 4 | $M_t = 19.48 \text{ Kn.m}$ | | | | $M_a^{int} = 14.74 \text{ Kn.m}$ | | | | $M_a^{rive} = 3.95 \text{ Kn.m}$ | | | |
| | | 0.062 | 0.06 | 0.275 | 4.4 | 0.069 | 0.068 | 0.28 | 4.08 | 0.08 | 0.08 | 0.29 | 3.19 |
| | 5 | $M_t = 13.13 \text{ Kn.m}$ | | | | $M_a^{int} = 11.442 \text{ Kn.m}$ | | | | $M_t = 2.86 \text{ Kn.m}$ | | | |
| | | 0.072 | 0.07 | 0.281 | 3.94 | 0.074 | 0.072 | 0.283 | 3.8 | 0.086 | 0.081 | 0.29 | 3.11 |
| | 6 | $M_t = 17.62 \text{ Kn.m}$ | | | | | | | | $M_a^{rive} = 2.64 \text{ Kn.m}$ | | | |
| | | 0.065 | 0.06 | 0.27 | 4.3 | | | | | 0.08 | 0.082 | 0.29 | 3.09 |

| | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------|-----------|--------------------------|------|------|------------------------|--------------------------------|-------|------|-------------|--------------------------------|-------|------|-------------|
| | | | 4 | | 2 | | | | 7 | | | | |
| terrasse inaccessible | 3 et 4 | $M_t = 21.7$ 7 Kn.m | | | | $M_a^{int} = 15.22$ m Kn. | | | | $M_a^{rive} = 4.33$ m Kn. | | | |
| | | 0.059 3 | 0.06 | 0.27 | 4.6 9 | 0.069 | 0.067 | 0.28 | 4.12 | 0.08 4 | 0.08 | 0.29 | 3.23 |
| | 5 | $M_t = 12.2$ 9 Kn.m | | | | $M_a^{int} = 12.55$ m Kn. | | | | $M_a^{rive} = 2.9$ m Kn. | | | |
| | | 0.073 1 | 0.07 | 0.28 | 3.8 7 | 0.073 | 0.07 | 0.28 | 3.89 | 0.08 7 | 0.081 | 0.29 | 3.11 |
| | 6 | $M_t = 19.3$ 2 Kn.m | | | | | | | | $M_a^{rive} = 3.1$ m Kn. | | | |
| | | 0.063 28 | 0.06 | 0.27 | 4.4 7 | | | | | 0.08 6 | 0.081 | 0.29 | 3.13 |

Tableau III.35 calcul des sections d'armature pour les autres types de poutrelles.

Ce tableau résume le choix de type et nombre d'armatures adoptées pour le ferrailage des différents types de poutrelles les plus défavorables au niveau de chaque étage.

| | | Ferrailage longitudinal | | | | | Ferrailage transversal | |
|-----------------------|-----------|-------------------------|-----------|---------------|-----------|-----------------------|------------------------|-------|
| poutrelles | position | $A_{calculée}$ | A_{min} | $A_{adoptée}$ | barres | A_l cm ² | A_t | S_t |
| étage commercial | travée | 3.05 | 1.726 | 3.05 | 2T12+1T10 | 3.05 | 2Φ6 | 15 |
| | App inter | 3.54 | 0.26 | 3.54 | 2T16 | 4.01 | | |
| | App rive | 0.83 | 0.26 | 0.83 | 1T10 | 0.785 | | |
| étage bureaux | travée | 4.73 | 1.726 | 4.73 | 3T14 | 4.62 | 2Φ6 | 15 |
| | App inter | 4.31 | 0.26 | 4.31 | 2T16 | 4.01 | | |
| | App rive | 3.24 | 0.26 | 3.24 | 2T14 | 3.07 | | |
| étage habitation | travée | 4.49 | 1.726 | 4.49 | 3T14 | 4.62 | 2Φ6 | 15 |
| | App inter | 4.08 | 0.26 | 4.08 | 2T16 | 4.01 | | |
| | App rive | 3.19 | 0.26 | 3.19 | 2T14 | 3.07 | | |
| Terrasse inaccessible | travée | 4.69 | 1.726 | 4.69 | 3T14 | 4.62 | 2Φ6 | 15 |
| | App inter | 4.12 | 0.26 | 4.12 | 2T16 | 4.01 | | |
| | App rive | 3.23 | 0.26 | 3.23 | 2T14 | 3.07 | | |

Tableau III.36 résumé des sections d'armature pour les types les plus défavorables

Ce tableau résume la vérification des armatures longitudinales et de cisaillement pour les plus défavorable.

| | Armature longitudinale Aux appuis | | Jonction table nervure | Effort tranchant | |
|------------------------------|---|--|---|---|--|
| | <i>App rive</i> | <i>App int</i> | | <i>La bielle</i> | <i>cisaillement</i> |
| poutrelles | $A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$ | $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$ | $\tau_u = \frac{V_u (\frac{b-b_0}{2})}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{Mpa}$ | $V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b_0 \cdot a$ $V_u \leq 132 \text{Kn}$ | $\frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 3.25$ |
| étage commercial | $A_l = 0.785$ $A_l \geq 0.17$ <i>verifiée</i> | $A_l \geq -2.32$ <i>Pas</i> <i>D'influence</i> | $\tau_u = 0.86 \text{Mpa}$ <i>verifiée</i> | $V_u = 16.15 \text{Kn}$ <i>verifiée</i> | $\tau_u = 0.73 \text{Mpa}$ <i>verifiée</i> |
| étage bureaux | $A_l = 3.39$ $A_l \geq 0.13$ <i>verifiée</i> | $A_l \geq -1.48$ <i>Pas</i> <i>D'influence</i> | $\tau_u = 0.85 \text{Mpa}$ <i>verifiée</i> | $V_u = 16.015 \text{Kn}$ <i>verifiée</i> | $\tau_u = 0.72 \text{Mpa}$ <i>verifiée</i> |
| étage habitation | $A_l = 3.39$ $A_l \geq 0.11$ <i>verifiée</i> | $A_l \geq -1.54$ <i>Pas</i> <i>D'influence</i> | $\tau_u = 0.76 \text{Mpa}$ <i>verifiée</i> | $V_u = 14.28 \text{Kn}$ <i>verifiée</i> | $\tau_u = 0.65 \text{Mpa}$ <i>verifiée</i> |
| Terrasse inaccessible | $A_l = 3.39$ $A_l \geq 0.12$ <i>verifiée</i> | $A_l \geq -1.55$ <i>Pas</i> <i>D'influence</i> | $\tau_u = 0.85 \text{Mpa}$ <i>verifiée</i> | $V_u = 15.93 \text{Kn}$ <i>verifiée</i> | $\tau_u = 0.72 \text{Mpa}$ <i>verifiée</i> |

Tableau III.37 Vérification des armatures longitudinales et de cisaillement.

▪ **Vérification des poutrelles à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier :

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

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :** *BAEL 91(Article B-6-3)*

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

▪ **Plancher à usage commercial :**

* **Poutrelle type 1et2**

• **En travée :**

$$M_{lser}^{max} = 16.15KN.m$$

$$A_s = 3.05cm^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0) \dots\dots\dots \text{BAEL91(L III 3)}$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 3.03 \times 10^{-4} < 0$$

H<0 (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T \acute{e})

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.051m$$

- **Calcul de moment d'inertie :**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{0.1 \times 0.051^3}{3} + (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{12} + (0.65 - 0.1) \times 0.04 \times \left(0.051 - \frac{0.04}{2}\right)^2 + 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.051)^2$$

$$I = 8.72 \times 10^{-4} m^4$$

$$I = 87207cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.15 \times 10^{-3}}{8.72 \times 10^{-4}} \times 0.051 = 0.94MPa \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

$$\sigma_{bc} < 15MPa$$

• **En appuis :**

$$M_{ser}^{max} = 15.13Kn.m$$

$$A_s = 4.01cm^2$$

Position de l'axe neutre :

$$b_0 \times y^2 - 30A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 0.1 \times y^2 - 30 \times 4.01 \times 10^{-4} \times (0.22 - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.05m$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b_0 y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.1 \times 0.05^3}{3} + 15 \times 4.01 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.05)^2 = 1.78 \times 10^{-4} cm^4$$

$$I = 17800cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15.13 \times 10^{-3}}{1.78 \times 10^{-4}} \times 0.05 = 4.25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} < 15MPa$$

La vérification à l'état limite de compression du béton pour les types de poutrelles les plus défavorable est résumée dans le tableau suivant :

| poutrelles | position | $M_{service}$ <i>Kn.m</i> | A_s <i>cm²</i> | y <i>m</i> | $I \times 10^{-4}$ <i>m⁴</i> | σ_b <i>Mpa</i> | $\bar{\sigma}_b$ <i>Mpa</i> | observation |
|------------------------------|-----------------|------------------------------|--------------------------------|-----------------|--|--------------------------|--------------------------------|--------------------|
| étage commercial | travée | 16.15 | 3.05 | 0.049 | 1.59 | 5.05 | 15 | vérifiée |
| | App inter | 15.13 | 3.79 | 0.055 | 1.9 | 4.41 | 15 | vérifiée |
| | App rive | 4.28 | 0.785 | 0.028 | 0.48 | 2.51 | 15 | vérifiée |
| étage bureaux | travée | 16.015 | 4.62 | 0.061 | 2.22 | 4.41 | 15 | vérifiée |
| | App inter | 12.38 | 4.21 | 0.058 | 2.06 | 3.5 | 15 | vérifiée |
| | App rive | 3.26 | 3.39 | 0.052 | 1.73 | 0.98 | 15 | vérifiée |
| étage habitation | travée | 14.28 | 4.62 | 0.061 | 2.22 | 3.93 | 15 | vérifiée |
| | App inter | 10.38 | 4.21 | 0.058 | 2.06 | 2.93 | 15 | vérifiée |
| | App rive | 2.86 | 3.39 | 0.052 | 1.73 | 0.86 | 15 | vérifiée |
| Terrasse inaccessible | travée | 15.93 | 4.62 | 0.061 | 2.22 | 4.39 | 15 | vérifiée |
| | App inter | 11.06 | 4.21 | 0.058 | 2.06 | 3.13 | | |
| | App rive | 3.165 | 3.39 | 0.052 | 1.73 | 0.95 | 15 | vérifiée |

Tableau III.38 Vérification à l'état limite de compression du béton des poutrelles.

➤ **Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

♦ **Evaluation de la flèche**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (B.6.5.1)}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{24}{577} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.06$ la condition n'est pas vérifiée donc on doit faire

une vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5m est de :BAEL91 (Art B.6.5.3)

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{577}{1000} = 1,077 \text{ cm}$$

- ✓ f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).
- ✓ f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- ✓ f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

♦ **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0,65 \times G = 0.65 \times 3.20 = 2.08 \text{ KN / m.}$$

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.55 = 3.61 \text{ KN / m.}$$

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.55 + 5) = 6.85 \text{ KN / m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.61 \times 5,77^2}{8} = 11.26 KN.m$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.08 \times 5,77^2}{8} = 6.49 KN.m$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{5,77^2}{8} = 21.38 KN.m$$

◆ **Propriété de la section**

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$Y_G = 8.55 \text{ cm}$$

$$I_0 = 32384.77 \text{ cm}^4 \quad \dots\dots (I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.05}{10 \times 22} = 0.014$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})}$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.014 \times (2 + 3 \times \frac{10}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 3.04 \quad \dots\dots \text{déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.216 \quad \dots\dots \text{déformation différée.}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

▪ **Les contraintes**

• **Contraintes** (σ_s)

$$y = 0.052 \text{ m} ; I = 17398 \text{ cm}^4 ; A_s = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{6.49 \times (0.22 - 0.052) \times 10^5}{17398} \Rightarrow \sigma_{js} = 94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{11.26 \times (0.22 - 0.052) \times 10^5}{17389} \Rightarrow \sigma_{gs} = 163.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{21.38 \times (0.22 - 0.052) \times 10^5}{17389} \Rightarrow \sigma_{ps} = 252 \text{ MPa}$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$ Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 163.18 + 2.1} = 0.67$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 94 + 2.1} = 0.5$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 252 + 2.1} = 0.77$$

- Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 32384.77}{1 + 3.04 \times 0.67} = 11730.52 \text{ cm}^4$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 32384.77}{1 + 3.04 \times 0.5} = 14136.21 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 32384.77}{1 + 3.04 \times 0.77} = 10663.08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 32384.77}{1 + 1.216 \times 0.67} = 19681.35 \text{ cm}^4$$

• Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{6.49 \times 5.77^2}{10 \times 32164.2 \times 14136.21} \times 10^7 = 0.475 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{11.26 \times 5.77^2}{10 \times 32164.2 \times 11730.52} \times 10^7 = 0.17 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{11.26 \times 5.77^2}{10 \times 10721.4 \times 19681.35} \times 10^7 = 0.3 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{21.38 \times 5.77^2}{10 \times 32164.2 \times 10663.08} \times 10^7 = 2.025 \text{ cm}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 2.025 + 0.3 - 0.17 - 0.475 = 1.68 \text{ cm} > f_{adm} = 1.077 \text{ cm}$$

La condition de flèche n'est pas vérifiée dans ce type de poutrelle.

Pour que la flèche soit vérifiée on a augmenté la section de ferrillage à la limite suivante :

En travée : 2HA16+2HA14=7.09cm²

En appui : 2HA14 = 3.07cm²

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.95 + 0.85 - 0.43 - 0.325 = 1.045\text{cm} < f_{adm} = 1.077\text{ cm}$$

Pour les autres types de poutrelles, les résultats sont groupés dans les tableaux suivants :

| poutrelles | I_{fij} | I_{fig} | I_{fip} | I_{fvg} | f_{ij} | f_{ig} | f_{ip} | f_{vg} | Δf | f_{adm} | observation |
|-----------------------|------------------------|-----------|-----------|-----------|----------|----------|----------|----------|------------|-----------|--------------|
| | $(\times 10^{-4} m^4)$ | | | | (mm) | | | | | | |
| Etage bureaux | 1.91 | 1.65 | 1.54 | 2.55 | 4.48 | 6.99 | 10.18 | 13.5 | 12.21 | 10.775 | Non vérifiée |
| Etage habitation | 1.91 | 1.65 | 1.54 | 2.55 | 4.48 | 6.99 | 9 | 13.5 | 11.03 | 10.775 | Non vérifiée |
| Terrasse inaccessible | 1.91 | 1.58 | 1.56 | 2.48 | 4.48 | 9.82 | 10.26 | 15.22 | 11.18 | 10.775 | Non vérifiée |

Tableau III.39 Vérification des états limites de déformation.

La flèche n'est pas vérifiée la solution adoptée est d'augmenter la section de ferrailage comme suit :

Pour plancher service :

En travée: 2HA16+2HA14=7.09cm² $\Delta f = 10.44 < 10.755$

En appui : 2T14+1T12=4.21cm²

Pour plancher habitation :

En travée : 2HA16+2HA14=7.09cm² $\Delta f = 9.4 < 10.755$

En appui : 2T14+1T12=4.21cm²

Pour plancher terrasse :

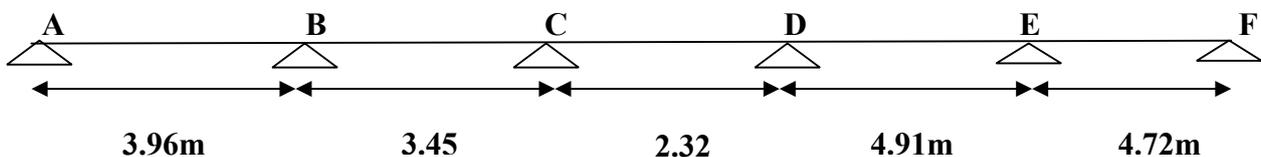
En travée : 3HA16+1HA14=7.5cm² $\Delta f = 10.01 < 10.755$

En appui : 2T14+1T12=4.21cm²

Remarque

En remarque que la section d'acier est trop grande donc on propose une poutre de chaînage dans la travée la plus sollicitée pour réduire la flèche et économiser la section d'acier.

Type 1:



Le ferrailage adopté est représenté dans le tableau suivant :

| Type | Travée | Appui intermédiaire | Appui de rive |
|----------------------------------|--------|---------------------|---------------|
| <i>Plancher d'étage commerce</i> | | | |
| <i>Plancher d'étage bureaux</i> | | | |

| Type | Travée | Appui intermédiaire | Appui de rive |
|---|--------|---------------------|---------------|
| <i>Plancher d'étage courant</i> | | | |
| <i>Plancher d'étage terrasse inaccessible</i> | | | |

Tableau III.47 Les schémas de ferrailage des poutrelles.

III.1.3. Ferrailage de la dalle de compression

Selon le *BAEL 91 (B.6.8, 423)* la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_e = 400\text{MPa}$.

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65\text{cm}^2 / m \quad \text{CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

$$A_{\perp} = 0.65\text{cm}^2 / m$$

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,325\text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

5HA8 /ml=2,51cm²/ml Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec : $St=20\text{cm} \leq 20\text{cm}$ Vérifiée.

Et : **4HA8 /ml=2,01cm²/ml** parallèles aux poutrelles

Avec : $St=20\text{cm} < 30\text{ cm}$ Vérifiée.

Donc on choisit un treillis a soudé : TSHA8 (15×15cm²).

♦ **Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (16+4)**

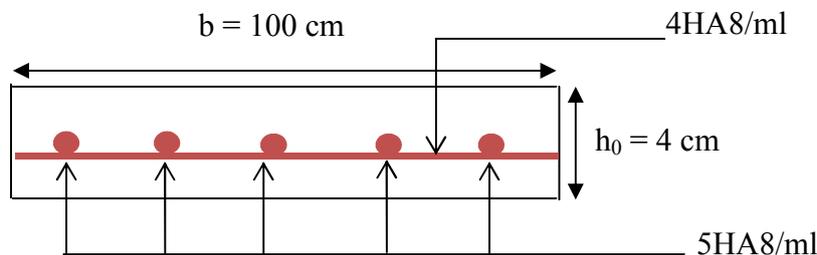


Figure III.3 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

II.1.4 Dalle pleine sur trois appuis :

- **Méthode de calcul**

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

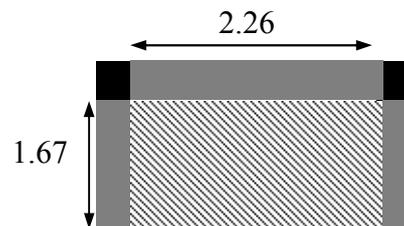
$$2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

❖ **Calcul des sollicitations**

$$\rho = \frac{1,67}{2,26} = 0,74 > 0,4$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{2,26}{2} = 1,13m \Rightarrow L_x > L_y/2$$

Donc : la dalle travaille suivant les deux sens



$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

On a: $G = 5,11 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$, $e = 14\text{cm}$

ELU $P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 12,15 \text{ KN/m}$

ELS $P_s = G + Q = 8,61 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} M_{0y} = 7,11 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 5,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée : $M_{ty} = 0,85 * M_{0y} = 6,04 \text{ KN.m}$

$$M_{tx} = 0,85 * M_{0x} = 4,96 \text{ KN.m}$$

En appui : $\begin{cases} M_{ax} = -0,3 M_{0x} = -1,75 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,3 M_{0y} = -2,13 \text{ KN.m} \end{cases}$

❖ **Ferraillage**

Les résultats de calcul sont représenté dans le tableau suivant :

| | Sens | M(KN.m) | μ_{bu} | α | Z(m) | $A_{cal}(cm^2)$ | $A_{min}(cm^2)$ | $A_{adop}(cm^2/ml)$ |
|-----------|---------|---------|------------|----------|-------|-----------------|-----------------|---------------------|
| En travée | selon y | 7.11 | 0,071 | 0,092 | 0,103 | 2.41 | 1,12 | 5HA10=3.93 |
| | Selon x | 5.84 | 0,047 | 0,06 | 0,088 | 1.85 | 1,39 | 5A10=3.93 |
| En appui | Selon y | 2.13 | 0,0221 | 0,0408 | 0,037 | 0.87 | 1,12 | 5HA8=2.51 |
| | Selon x | 1.75 | 0,0134 | 0,0285 | 0,021 | 0.41 | 1,39 | 5HA8 =2.51 |

Tableau III.48 Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

▪ **Calcul de l'espacement des armatures en travée**

✓ // à L_x :

$$S_t \leq \min(2e ; 25cm). \text{ Donc } : S_t \leq 25cm ; \quad \text{On opte: } S_t=25cm$$

✓ // à L_y :

$$S_t \leq \min(3e ; 33cm). \text{ Donc } S_t \leq 33cm ; \quad \text{On opte : } S_t=25cm$$

▪ **Calcul de l'espacement des armatures en appuis**

✓ // à L_x :

$$S_t \leq \min(2e ; 25cm). \text{ Donc } : S_t \leq 25cm ; \quad \text{On opte: } S_t=25cm$$

✓ // à L_y :

$$S_t \leq \min(3e ; 33cm). \text{ Donc } S_t \leq 33cm ; \quad \text{On opte : } S_t=25cm$$

❖ **Vérification de cisaillement :**

Charge répartie et $\rho > 0,4$

$$V_y = \frac{q_u * l_x * 1}{2 * 1 + \frac{\rho}{2}}$$

$$V_x = \frac{q_u * l_x}{3}$$

$$V_y = 7.40 \text{ KN} \quad , \quad V_x = 6.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b * d}, d_x = 11,6; d_y = 10,8$$

$$\tau_{ux} = \frac{6.76 * 10^{-3}}{0,166 * 1} = 0,0407 < 1,25 \text{ c'est vérifié.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{7.40 * 10^{-3}}{0,108 * 1} = 0,0685 < 1,25 \text{ c'est vérifié.}$$

❖ Vérification a l'E.L.S

▪ Les sollicitations

En travée :

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0y} = 6.146 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 4.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ty} = 0,85 * M_{0y} = 5.219 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 * M_{0x} = 3.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } \begin{cases} M_{ax} = -0.3M_{0x} = -1.24 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.3M_{0y} = -1.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ État limite des contraintes

- La dalle se situe à l'intérieur (à l'abri des intempéries).

Danc la fissuration est peu préjudiciable, on vérifie uniquement les contraintes dans le béton.

• La contrainte dans le béton

$$\bullet \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad , \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

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

Selon L_x $M_{ix} = 0,85 * M_{0x} = 5.22KN.m, I = 33202cm^4; Y = 3.86 cm,$

$\sigma_{bc} = 0,71 < \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$ vérifiée

Selon L_y ; $Y = 4.02 cm ; I = 174978 cm^4, M_{iy} = 0,85 * M_{0y} = 3.52 KN.m$

$\sigma_{bc} = 0,13 < \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$ vérifiée

En appui :

Selon L_x $\{M_{ax} = -0.3M_{\dot{a}x} = -1.85KN.m ; Y = 6,60 cm; I = 26473 cm^4$

$\sigma_{bc} = 1,29 < \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$ vérifiée

Selon L_y $\{M_{ay} = -0.3M_{\dot{a}y} = -1.24KN.m ; Y = 5,36cm; I = 124884 cm^4$

$\sigma_{bc} = 0,99 < \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$ vérifiée

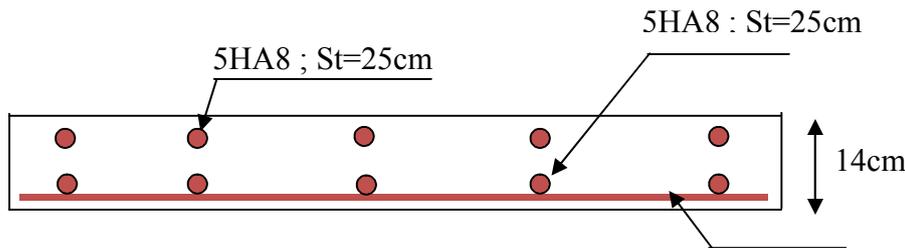


Figure III.4 Schéma de ferrailage de la dalle plaine 5HA10, St=25cm

III.1.4 Etude des balcons

On étudiera la dalle du balcon la plus sollicitée.

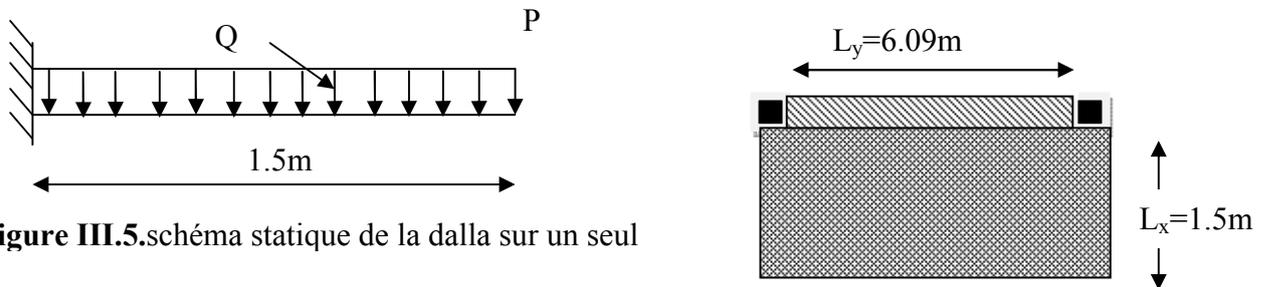


Figure III.5. schéma statique de la dalle sur un seul

• Calcul du chargement

$G = 4.91KN/m^2 ; Q = 3.5KN/m^2 ; P = 1KN$

P: poids du garde corps selon le DTR BC2-2.

Pour une bande de 1m on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 4.91 + 1.5 \times 3.5 = 11.88 \text{ KN/ml.} \\ P_u = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN} \\ q_s = 4.91 + 3.5 = 8.41 \text{ KN/ml.} \quad P_{ser} = 1 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- **Calcul des sollicitations**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \Rightarrow M_u = 15,39 \text{ KN.m / ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + P_{ser} \times L \Rightarrow M_{ser} = 10,96 \text{ KN.m / ml}$$

$$V = q_u \times L + P_u \Rightarrow V = 19,17 \text{ KN}$$

- **Ferraillage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 10,4 \text{ cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 1,00 \times 10^{-1}$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,132$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,099 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 3,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- ❖ **Vérification à l'ELU:**

- **Condition de non fragilité:**

On calcule A_{min} :

$$\text{On a des HA } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

$$h_0 = e = 14 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,246$$

$$A_{min}^x = \rho_0 \times b \times h_0 = 1,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min}^x = 1,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le ferraillage se fait à la partie supérieure de la dalle avec des armatures principales (A_p) et secondaire (A_s).

$$A_p = \frac{M_u}{f_{st} \times z}$$

$$A_s = \frac{A_p}{3}$$

Le calcul des armatures est résumé dans le tableau suivant :

| sens | M _u (KN.m) | A _{cal} (cm ² /ml) | A _{min} (cm ² /ml) | A (cm ² /ml) | S _t (cm) |
|------------|-----------------------|--|--|-------------------------|---------------------|
| Principale | 15,39 | 3.03 | 1.12 | 5HA10=3.93 | 25 |
| Secondaire | / | 1.04 | 1.12 | 5HA8=2.51 | 25 |

Tableau III.49 : Calcul du ferrailage de la dalle console du balcon .

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.108} = 0.177 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{1.5} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

❖ Vérification à l'ELS

• Vérification des contraintes :

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}).

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \overline{\sigma}_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times 1.6\right)$$

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} y - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.104 = 0$$

On trouve : $y = 0,029 \text{ m}$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0,029^3 + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} (0,104 - 0,029)^2 = 4462,34 \text{ cm}^4$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

| M_{ser} (KN) | y(cm) | I(cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | observation | σ_{st} (MPa) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPa) | Observation |
|-------------------|-------|---------------------|------------------------|------------------------------|-------------|------------------------|------------------------------|--------------|
| 10.96 | 2.9 | 4462,234 | 7,12 | 15 | vérifiée | 276 | 201 | Non vérifiée |

Tableau III.50: vérification des contraintes

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \alpha \in [0, 1] \quad ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

B=0,0036 ; $\alpha=0,313$; $A_{st}=4,252\text{cm}^2$

Le calcul des armatures est résumé dans le tableau suivant :

| sens | M_u (KN.m) | A_{cal} (cm ² /ml) | A_{min} (cm ² /ml) | A (cm ² /ml) | S_t (cm) |
|------------|--------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------------|------------|
| Principale | 15,39 | 4.252 | 1.12 | 5HA12=5.65 | 25 |
| Secondaire | / | 1.50 | 1.12 | 5HA8=2.51 | 25 |

Tableau III.51 : Calcul du ferrailage de la dalle console du balcon.

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$\frac{h}{L} = \frac{14}{150} = 0.093 > \frac{1}{16}$ La première condition est vérifiée.

$\frac{0.85M_0}{10 \times M_0} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.093$ La deuxième condition est vérifiée.

$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.004 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01$ La troisième condition est vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Schémas de ferrailage

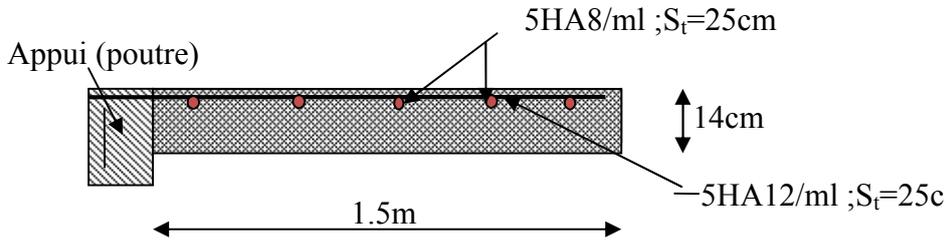


Fig.III.6 : schéma de ferrailage de balcon

III.5. Calcul des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section a ferrailée comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur 14cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

Ce type d'escalier est composé de :

Un palier d'épaisseur 15cm.

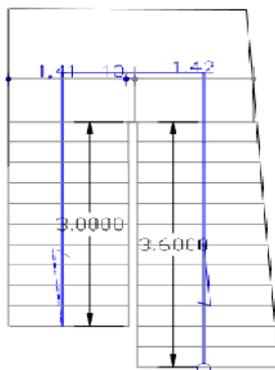


Fig.III.7. vue en plan de l'escalier type 5

Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.

Giron de 30cm.

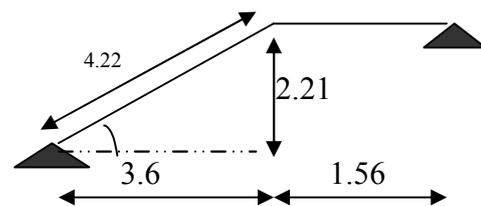


Fig.III.8. schéma statique de l'escalier type 5

Contre marche de 17cm.

• **Le chargement :**

✓ Sur la volée :

$$G = 8.72 / \cos 31.93$$

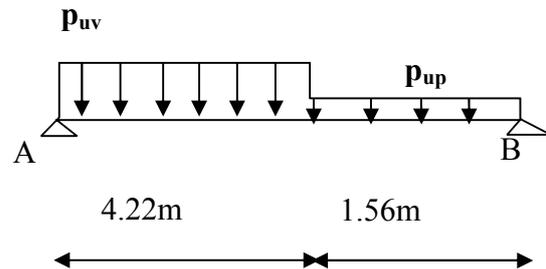
$$G = 10.28 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

✓ Sur le palier

$$G = 5.91 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$



• **Combinaison de charges :**

✓ Pour la volée :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 17.62 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 12.78 \text{ KN} / \text{m}$$

✓ Pour le palier :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.72 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 8.41 \text{ KN} / \text{m}$$

❖ **Les sollicitations aux différents états limites**

a. Calcul des sollicitations

❖ **Les réactions d'appuis**

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{(P_{uv} \times 4.22)(2.11 + 1.56) + P_{up} \times 1.56 \times (0.78)}{5.78} = 49.68 \text{ KN}$$

D'autre part ;

$$R_A + R_B = 92.64 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 42.96 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des moments fléchissant**

Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

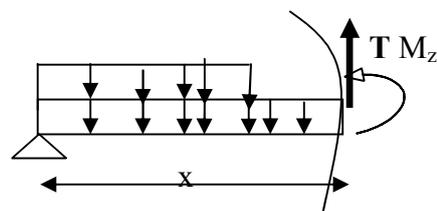
$$4.22 \leq x \leq 5.78 \text{ m} ;$$

$$M_z = R_A \cdot x - P_{uv} (x - 2.11) \cdot 4.22 - P_{up} (x - 4.22)^2 \cdot 0.5$$

Calcul du moment max en travée

$$dM_z / dx = 0 \Rightarrow x = 2.115 \text{ m} \Rightarrow M_{0\text{max}} = 78.35 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_a &= -0.5 M_{0\text{max}} = -39.18 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$



$$M_t = 0.75M_{0\max} = 58.76 \text{ KN.m}$$

❖ **L'effort tranchant max**

$$T_{\max} = 42.96 \text{ KN}$$

à l'ELS

$$R_A = 36 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 31.05 \text{ KN}$$

$$M_{0\max} = 56.4 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5M_{0\max} = -28.2 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75M_{0\max} = 42.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Le ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de un mètre. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Zone | M_u (KN.m) | μ_{bu} | α | Bras de levier z(m) | $A_{\text{calculée}}$ (cm^2/ml) | Section choisis $A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$ | espacement S_t (cm) |
|--------|-----------------|------------|----------|---------------------------|--|--|--------------------------|
| appui | 39.18 | 0.085 | 0.11 | 0.15 | 5.62 | 5HA12=5.65 | 20 |
| travée | 58.76 | 0.127 | 0.17 | 0.149 | 9.82 | 5HA16=10.04 | 20 |

Tableau III.52 : Résultats de ferrailage d'escalier.

c. Armatures de répartition

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10.04}{4} = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_r = 5\text{HA}8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

En appuis

$$A_r^i = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit...} A_r^a = 5\text{HA}8 / \text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2 \rightarrow S_r = 20 \text{ cm}$$

d. Vérifications à l'Etat Limite Ultime

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A^t = 10.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\bar{\tau}_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{42.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.26 < \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{Donc on ne met pas d'armature transversale.}$$

❖ **Vérification des espacements**

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
- Armatures secondaires : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

❖ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t + A_a = 10.04 + 5.65 = 15.69 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 15.69 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 42.96 \times 10^{-3}}{400} = 1.23 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérfications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les

Vérfications à faire sont :

a. Contrainte d'adhérence

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les(HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{st}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

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

$S_t = 20 \text{ cm}$; $n = 5$ barres.

$$\Rightarrow \sum U_i = 25.12 \text{ cm}$$

$$= 1.06 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifier}$$

b. Vérification de la contrainte de compression du béton

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

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

| Localisation | Mser (KN.m) | Y (m) | I(m ⁴)*10 ⁻⁵ | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) |
|--------------|-------------|-------|-------------------------------------|-----------------------|------------------------|
| ❖ Travées | 42.3 | 0.028 | 5.98 | 7.59 | 15 |
| ❖ Appuis | 28.2 | 0.034 | 8.78 | 9.46 | 15 |

Tableau III.53 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

c. État limite de déformation

❖ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{578} = 0.03 < \frac{1}{16} = 0.06 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée supérieure à 5m, la flèche admissible est

$$\text{prise égale à : } f_{adm} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ , ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 1.078 \text{ cm}$$

Données de calcul

$$y = 5.59 \text{ cm , } I = 2.21 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ , } E_i = 32164.2 \text{ MPa , } E_v = E_i/3 = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 10.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 241.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 129.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 303.95 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 0.54, \quad \mu_j = 0.31, \quad \mu_p = 0.62$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 148849 \text{ cm}^4$$

$$I_{fjg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fjg} = 107459 \text{ cm}^4$$

$$I_{fjp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fjp} = 98984 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvjg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvjg} = 175784 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{18.4 \times 5.78^2}{10 \times 32164.2 \times 148849} \times 10^7 = 0.12 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fjg}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{34.26 \times 5.78^2}{10 \times 32164.2 \times 107459} \times 10^7 = 0.33 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvjg}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{34.26 \times 5.78^2}{10 \times 10721.4 \times 175784} \times 10^7 = 0.61$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fjp}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{42.3 \times 5.78^2}{10 \times 32164.2 \times 98984} \times 10^7 = 0.44 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.61 + 0.44 - 0.33 - 0.12 = 0.60 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.60 \text{ cm} < 1.078 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

❖ Schéma de ferrailage de l'escalier :

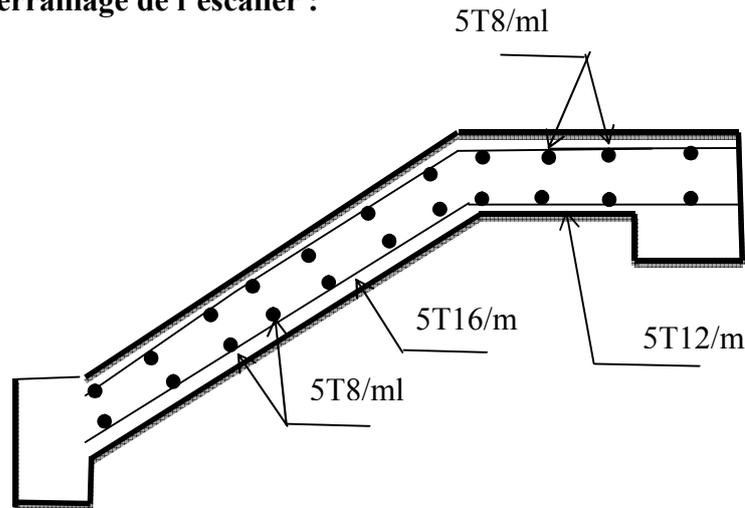


Figure III.9. Schéma de ferrailage de l'escalier

❖ Etude de la poutre palière :

La poutre palière sert d'appui pour la volée et palier intermédiaire au niveau de la cage d'escalier. Son calcul se fait à la flexion simple et à la torsion.

a. Pré dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 35.33 \leq h \leq 53$$

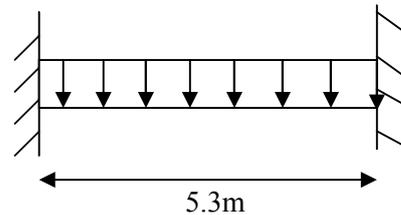


Figure. III.10 Schéma statique de la poutre palière

• Vérification

D'après le RPA99 (2003), les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

b. Calcul à la flexion simple :

Les charges revenant à la poutre palière sont :

$$\text{Poids propre : } G = 25 \times 0.30 \times 0.40 \Rightarrow G = 3 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids mur: } G_m = 2.67 \times 5.3 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

Réactions (poids transmis par la volée+ poids transmis par le palier)

➤ Réaction: à L'ELU: $R = 43.45 \text{ KN/m}$.

à L'ELS: $R = 31.16 \text{ KN/m}$.

c. Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$q_u = 43.45 + 6.57 + 1.35 \cdot 3 = 54.07 \text{ KN/ml}$$

$$M_z = R_B \cdot x - q_u \cdot x^2 \cdot 0.5$$

$$R_B = 118 \text{ KN}$$

$$dM_z/dx = 0 \Rightarrow x = 2.19 \text{ m} \Rightarrow M_{0\max} = 127.78 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5 M_{0\max} = -64 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75 M_{0\max} = 95.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d. Ferrailage :

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

| | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (m) | $A_{cal}(\text{cm}^2)$ | $A_{adop}(\text{cm}^2)$ |
|--------|----------|------------|----------|-------|------------------------|-------------------------|
| Travée | 95.8 | 0.155 | 0.21 | 0.35 | 7.86 | 6HA14=9.23 |
| Appuis | 64 | 0.104 | 0.13 | 0.35 | 5.12 | 5HA12=5.65 |

Tableau. III.54. Résultat du ferrailage de la poutre palière

▪ **Vérifications :**

❖ **Vérifications à L'ELU**

- **Condition de non fragilité**

$$A_t = 9.23 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.38 \times \frac{2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_a = 5.65 > A_{\min} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{61.68 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.54 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj}) / 0.8 \times 400 = 0.3 \times 0.15 \times (0.5 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \leq 0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / 400 = 0.4 \times 0.3 \times 0.15 / 400$$

$$A_t \geq 0.45$$

On adopte $A_t = 0.5 \text{ cm}^2$

- **Vérification des espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 34.2 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérifications à L'ELS :**

- **Etats limite de compression de béton :**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du Béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

En travée : $\frac{30 \times y^2}{2} + (15 \times 9.23) \times y - 15 \times 9.23 \times 38 = 0 \Rightarrow y = 14.67 \text{ cm}$

$$I = \frac{30 \times 14.76^3}{3} + 15 \times 9.23 \times (38 - 14.76)^2 \Rightarrow I = 106932.3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{74.8 \times 12.38 \times 10^3}{109850.55} = 8.15 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

En appui : $\frac{30 \times y^2}{2} + (15 \times 5.56) \times y - 15 \times 5.65 \times 38 = 0 \Rightarrow y = 11.6 \text{ cm}$

$$I = \frac{30 \times 11.6^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (38 - 11.6)^2 \Rightarrow I = 74676.32 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{49.8 \times 11.6 \times 10^3}{74676.32} = 7.73 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{5.3} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.075 > \frac{127.78}{10 \times 95.8} = 0.074 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{4.2}{400} = 0.011 > \frac{9.23}{30 \times 38} = 0.008 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Calcul à la Torsion**

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dues aux différentes Parties de l'escalier.

Le moment de torsion max est :

$$M_{Tmax} = M_a \cdot 1/2 = 39.18 \cdot 5.3/2 = 98.53 \text{KN.m}$$

a. Ferrailage

- **Armatures longitudinales en torsion**

Le moment de torsion $M_T = 98.53 \text{KN.m}$ est le moment statique au niveau de l'appui B

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

e : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

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

$$\Omega = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{cm}$$

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_l = \frac{103.82 \times 10^{-3} \times 1.2}{2 \times 0.0875 \times 348} = 20.45 \text{cm}^2$$

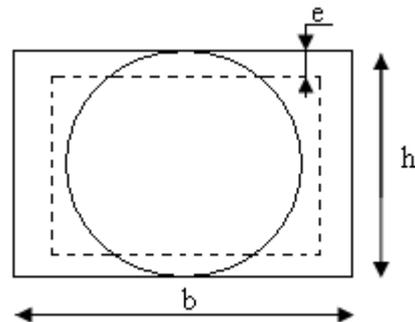


Figure III.11. Section creuse équivalente

BAEL91 (article I.II)

- **Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{103.82 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 0.05} = 11.62 \text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 11.62 \text{MPa} > \tau_{adm} = 3.33 \text{MPa}$$

⇒ la contrainte de cisaillement n'est pas vérifiée donc on va augmenter la section de la poutre.

On prend $S = (55 \times 50) \text{ cm}^2$.

$$\Omega = 1947.4 \text{ cm}^2$$

$$e = 8.3 \text{ cm}$$

$$U = 176.8 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_l = \frac{103.82 \times 10^{-3} \times 1.668}{2 \times 1.9474 \times 348} = 13.5 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{103.82 \times 10^{-3}}{2 \times 1947.4 \times 10^{-4} \times 0.083} = 3.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 3.21 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = 2.71 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

BAEL91 (article I.III)

Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espacement comme suit :

En travée ; $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{103.82 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 1947.4 \times 10^{-4} \times 348} = 0.81 \text{ cm}^2$$

En appuis ; $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{103.82 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 1947.4 \times 10^{-4} \times 348} = 0.078 \text{ cm}^2$$

b. Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_t = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 13.5 + 7.86 = 14.61 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 8HA16 = 16.07 cm²

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 13.5 + 5.12 = 11.87 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 8HA14 = 12.30 cm²

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_r = 0.5 + 0.75 = 1.25 \text{ cm}^2 . \text{ On opte pour (cadre } \Phi 10 \text{ et un Etrier } \Phi 8) = 1.28 \text{ cm}^2$$

c. Schéma de ferrailage de la poutre palière :

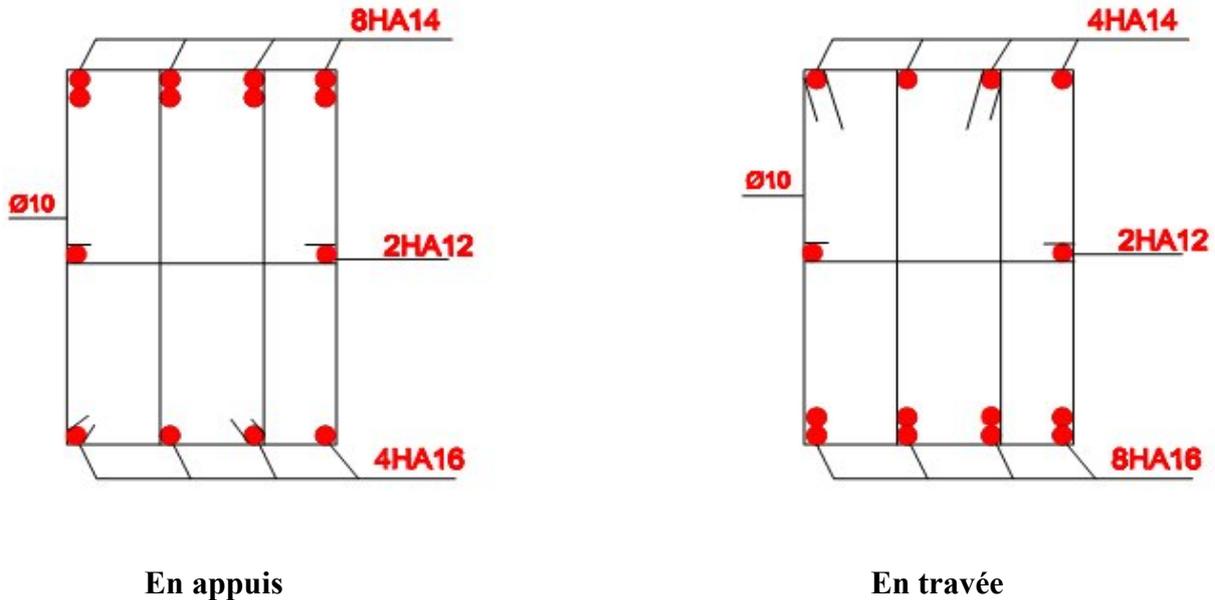


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III. 6 Etude de la poutre de chaînage :

a. Définition :

Cette poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

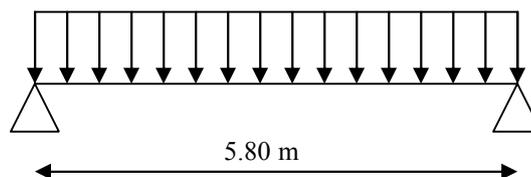


Fig.III.13. Schéma statique de la poutre de chaînage

b. Dimensionnement :

La hauteur de la poutre de chaînage est supérieur ou égale à **20 cm**, sans qu'elle puisse être inférieur à la hauteur du plancher ;

La largeur est égale à l'épaisseur totale du mur ;

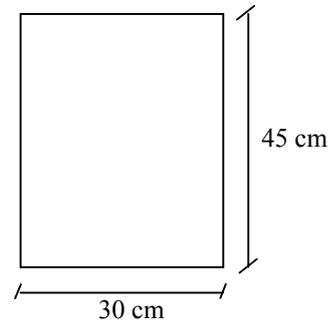
La longueur est égale à **5.80 m**.

$$\frac{L_{\max}}{16} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{580}{16} \leq h_t \leq \frac{580}{10}$$

$$\Rightarrow 36.25 \leq h_t \leq 58$$

✓ Le RPA exige : $\begin{cases} h_t \geq 15 \text{ cm} \\ b > \frac{2h}{3} \text{ cm} \end{cases}$

✓ On adopte : $\begin{cases} h_t = 45 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$



c. Calcul des sollicitations :

- poids propre de la poutre :

$$G = 25 * 0.45 * 0.3 = 3.375 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- poids des murs :

On a : $G = 2.67 \text{ KN} / \text{m}^2$ (Double murette)

$$P_{mur} = 2.67 * (4.08 - 0.45) = 9.69 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On aura donc :

$$P_U = 1.35 (9.69 + 3.375)$$

$$P_{ser} = (9.69 + 3.375)$$

• $P_U = 17.64 \text{ KN} / \text{ml}$

• $P_{ser} = 13.065 \text{ KN} / \text{ml}$

d. Calcul à l'E.L.U

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 74.18 \text{ KN.m} ; \quad M_t = 0.85 M_u \Rightarrow M_t = 63.05 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.3 M_u = -22.25 \text{ KN.m}$$

Armatures longitudinales : $d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.45 \Rightarrow d = 0.405 \text{ m}$

| | M (KN.m) | A _s calculé (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _s adopté (cm ²) |
|-----------|----------|---|-------------------------------------|--|
| En travée | 63.05 | 4.58 | 1.3 | 3HA14=4.62 |
| En appui | 22.25 | 3.08 | 1.3 | 3HA12=3.39 |

Tableau III.55: Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage

e. Vérifications à l'E.L.U

❖ Effort tranchant

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 215.122 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 1.77 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{f_{c28}}{10}; 4 \text{MPa}\right) = 3.25 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$$

❖ Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{mm} \quad \text{BAEL91 (Art III.3.b)}$$

$$\text{Soit un cadre } \phi 8 \text{ plus une épingle} \quad \phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5 \text{cm}^2$$

❖ Les espacements :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{cm}) = 36.45 \text{cm} \quad \text{(DTR BC-2 .4)}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 33.33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/ version 2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm}$.

On adopte $S_t = 15 \text{cm}$.

f. Vérifications :

❖ À l'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.745 \text{cm}^2 < A_{\text{cal}} \dots \dots \dots \text{ C'est vérifié.}$$

❖ À l'ELS :

- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_s = 54.94 \text{KNm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y$$

Calcul de y :

$$A = 3.39 \text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 11.552 \text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 62571.578 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 9.42 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

- **Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1).**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

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

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

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette poutre

A ; Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{0.45}{5.80} = 0,078 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ La condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,078 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.065 \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6.78}{30 \times 40.5} = 0.0038 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ La condition vérifiée.}$$

D'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Les chaînages verticaux : DTR BC-2.48**

Ils seront réalisés sur toute la hauteur du mur et avec une section minimale 15×15 cm. les sections et dispositions minimal d'armatures sont les mêmes que celles concernant les chaînages horizontaux

h. Schéma de ferrailage

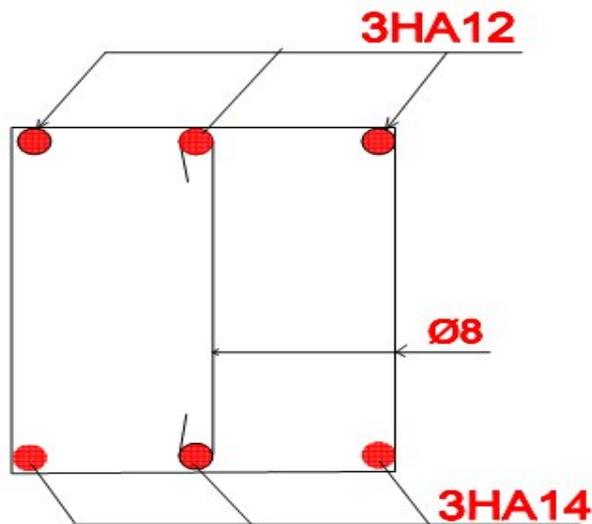


Figure.III. 14.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.7. Acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection des infiltrations des eaux pluviales.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumis à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

❖ Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

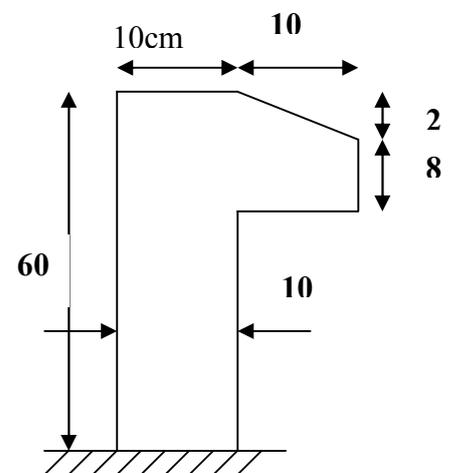


Fig.III.15 Schéma d'Acrotère

❖ Evaluation des charges et surcharges :

$$S = 60 \times 10 + 8 \times 10 + \frac{10 \times 2}{2} = 0,069 \text{ m}^2 \dots \text{surface de l'acrotère.}$$

- Poids de l'acrotère :

$$G_{crot} = 25 \times 0,069 + \text{Le poids d'enduit en ciment}$$

$$G_{crot} = 2,125 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation : $q = 1 \text{ KN/ml}$.

- Charge sismique : $F_p = 4.A.C_p.W_p \dots RPA99$ (article 6.2.3).

Où :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99)

W_p : Poids de l'élément considéré ; $W_p = 2,125 \text{ KN/ml}$.

Pour notre cas : Groupe d'usage 2

Zone IIa $\Rightarrow A = 0,15$.

$C_p = 0,8$.

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,125 \Rightarrow F_p = 1,02 \text{ KN}$.

❖ **Calcul des sollicitations:**

a) Calcul du centre de pression :

$$y_c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} \quad x_c = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A}$$

$X_c = 0,0628 \text{ m}$.

$Y_c = 0,332 \text{ m}$.

b) Moment engendré par les sollicitations :

$N_G = 2,125 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0$.

$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$

$F_p = 1,02 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = 1,02 * 0,332 \Rightarrow M_{F_p} = 0,3386 \text{ KN.m}$

| | Combinaison | | |
|---------------|---------------|-------------------|--------------|
| | RPA99 | ELU | ELS |
| Sollicitation | G+Q+E | 1,35G+1,5Q | G+Q |
| N (KN) | 2,125 | 2,868 | 2,125 |
| M (KN.m) | 0,9386 | 0,9 | 0,6 |

Tableau III.56: le moment engendré par les sollicitations

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,868} = 0,3138 \text{ m} \\ \frac{H}{6} &= \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$e_2 = e_1 + e_a$

Tel que:

e_a : l'excentricité additionnelle:

e_1 : l'excentricité structurale.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; 1 / 250) = \max(2 \text{ cm}; 50/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$\text{D'ou } e_2 = 0,3138 + 0,02 \Rightarrow e_2 = 0,3338 \text{ m.}$$

Le Calcul se fait à la Flexion composée, en tenant compte de Façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} \Rightarrow \alpha = 0.$$

\emptyset : le rapport de la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée

$$l_f = 2 * 1 = 2 * 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$e_3 = \frac{3 * (1,2)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0,1} = 0,864 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où } e_t = 33,38 + 0,864 = 34,244 \text{ cm}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2,868 \text{ KN} ; M_u = N_u * e_t = 2,868 * 0,34244 \Rightarrow M_u = 0,98 \text{ KN.m.}$$

❖ Ferrailage :

a- à l'ELU

$$h = 10 \text{ cm.}$$

$$d = 8 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$



100cm

Section à ferrailer

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif $M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d-h/2)$.

Tel que M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section de béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 0,98 + 2,868 * (0,08 - 0,1 / 2) \Rightarrow M_{uA} = 1,066 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,066 * 10^{-3}}{1 * 0,08^2 * 14,2} = 0,01173 < \mu_l = 0,392$$

$$\text{D'où } A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0168$$

$$z = d(1 - 0,4 * \alpha) = 0,0794$$

$$A_{1s} = \frac{M_{uA}}{z\sigma_s} = \frac{1,066 * 10^{-3}}{0,0794 * 348} = 0,3858 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{1s} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0,3858 * 10^{-4} - \frac{2,868 * 10^{-3}}{348} = 0,3034 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ on adopte $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartition : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Vérification au cisaillement :**

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

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0,1 * f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,02 + 1 = 2,02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2,02 * 10^{-3}}{1 * 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0252 \text{ KN}$$

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

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = V_u / (0,9 * d * \Sigma \mu_i) \text{ tel que } \Sigma \mu_i : \text{ la somme des périmètres des barres.}$$

$$\Sigma \mu_i = n * \pi \Phi = 7,54 \text{ cm}$$

$$\tau_{es} = 2,02 * 10^{-3} / (0,9 * 0,08 * 0,0754) \rightarrow \tau_{es} = 0,372 \text{ Mpa}$$

$$0,6 * \psi^2 * f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

$\tau_{es} < 2,83 \rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

b- à l'ELS : (vérification des contraintes)

$$d = 0,08 \text{ m}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

• **Position de l'axe neutre C = d - e₁**

Tel que e₁ : distance du centre de pression c à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_a = M_{ser}/N_{ser} + (d - h/2) = 0,6/2,125 + (0,08 - 0,1/2) = 0,31235 \text{ m.}$$

$$e_a > d \implies c \text{ à l'extérieur de section} \rightarrow c = 0,08 - 0,31235 = -0,23235 \text{ m.}$$

$$y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p*y_c + q = 0$$

$$\text{Tel que : } p = -3*c^2 + (d-c)*6nA_s/b = -3*(-0,23235)^2 + (0,08+0,23235)*(6*15*2,01)/1$$

$$q = -2c^3 - (d - c)^2 * 6nA_s/b = -2(-0,197)^3 - (0,08 + 0,197)^2 * (6*15*2,01)/1$$

$$q = -17,6234 \text{ m}^3$$

$$\Delta = q^2 + 4*p^3 / 27 = 26807,57 \text{ m}^6$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0,5*(\Delta^{1/2} - q) = 90,676 \text{ m}^3$$

$$Z = t^{1/3} = (90,676)^{1/3} = 4,49 \text{ m.}$$

$$y_c = Z - p/(3*Z) = 4,49 - 56,34215/(3*4,49) = 0,307 \text{ (distance de l'axe neutre au centre de pression)}$$

$$y_{ser} = 0,307 - 0,23235 = 0,07465 \text{ m (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)}$$

• **Calcul des contraintes :**

$$I = b*y_{ser}^3/3 + 15 * (d - y_{ser})^2 \rightarrow \text{moment d'inertie de la section homogène réduite}$$

$$I = 1*(0,07465)^3/3 + 15 * 2,01 * (0,08 - 0,07465)^2 = 1,0016*10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser}*(y_{ser})/I = 0,04862 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,04862 < 15\text{Mpa} \rightarrow \text{vérifiée .}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} * (d - y_{ser})/I = 0,05226 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(3/2f_e; 150*\eta) = 240\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 0,0226\text{MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée}$$

❖ **Schéma de ferrailage :**

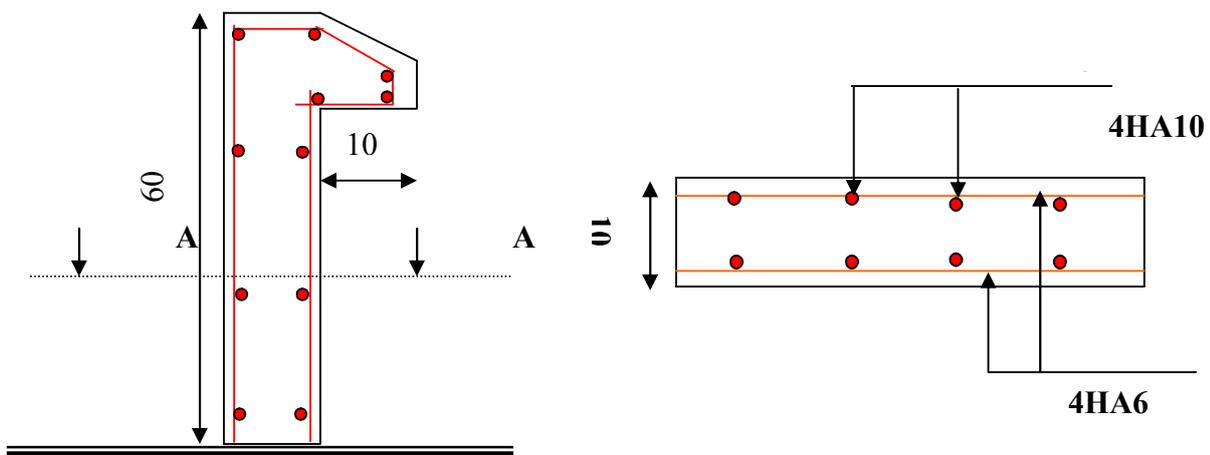


Figure.16 schéma de ferrailage de l'acrotère

Coupe A - A

III.8. L'ascenseur

C'est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès au différent niveau du bâtiment, comportant une cabine et une gaine.

On se propose la circulation de 8 personnes à la fois dans la cabine, la vitesse de circulation est de 1m/s

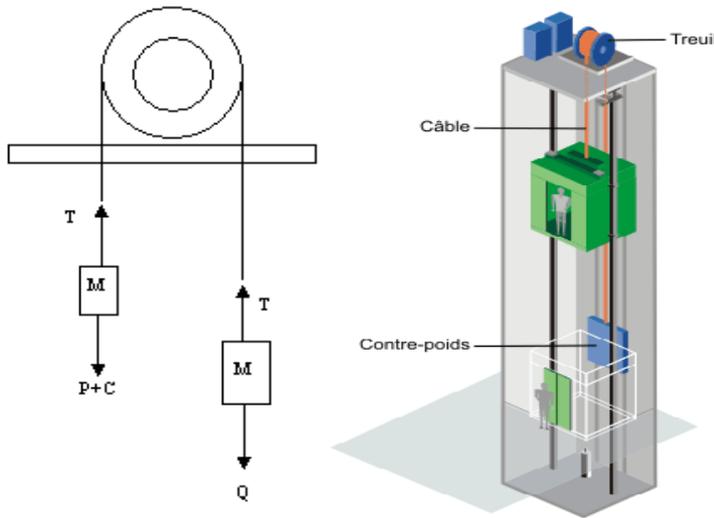


Figure III.17 Schéma statique et concept d'ascenseur

❖ **Etude de la dalle de l'ascenseur**

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

• **Evaluation des charges et surcharges**

$G_1 = 25 \times 0.20 = 5KN / m^2$ Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 22 \times 0.04 = 1.1KN / m^2$ Poids du revêtement en béton (e=4cm).

$G' = G_1 + G_2 = 5.88KN / m^2$.

$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{5.04} = 28.77KN / m^2$. Poids de la machine.

$G_{totale} = G' + G'' = 34.65KN / m^2$.

$Q = 1KN / m^2$.

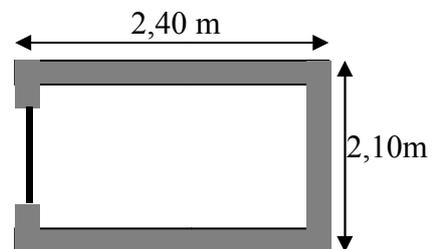


Figure III.18 Cage d'ascenseur.

• **Cas d'une charge répartie**

Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 34.65 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 48.28 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.1}{2.4} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0476 \times 48.28 \times 2.1^2 \Rightarrow M_0^x = 10.13 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.53 \text{ KNm}$$

• Calcul des moments réels

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.61 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.40 \text{ KNm}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 3.039 \text{ KNm}$$

❖ Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple.

• Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 2 \text{ cm} \quad \text{Si on adopte } \phi = 2 \text{ cm alors :}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + 3\right) = 20 - (1 + 3) = 16 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + 3\right) = 20 - (1 + 2 + 3) = 14 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z_b = d(1 - 0,4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s}.$$

| Sens | | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z (m) | A_{cal} (cm ² /ml) | A_{min} (cm ² /ml) |
|--------|-----|----------|------------|----------|-------|---------------------------------|---------------------------------|
| travée | x-x | 8.61 | 0.0236 | 0,0299 | 0.158 | 1.57 | 1.69 |
| | y-y | 6.40 | 0.0230 | 0.0291 | 0.132 | 1.39 | 1.6 |
| appui | y-y | 3.039 | 0.0084 | 0.0105 | 0.159 | 0.55 | 1.69 |
| | x-x | | | | | | |

Tableau.III. 56 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur

❖ Vérification à l'E.L.U

- Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA $f_c E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 20cm$; $b = 100cm$; $\rho = 0.88$

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.69cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

- Calcul des espacements

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$ on adopte $S_t = 25cm$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$ on adopte $S_t = 25cm$

| | M_t (KN.m) | M_a (KN.m) | A_t^{cal} (cm ² /ml) | A_t^{min} (cm ² /ml) | A_a^{cal} (cm ² /ml) | A_a^{min} (cm ² /ml) | A_t^{adp} (cm ² /ml) | A_a^{adp} (cm ² /ml) |
|-----------|-----------------|-----------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Sens x-x' | 8.61 | 3.039 | 1.57 | 1.69 | 0.55 | 1.69 | 4T10=3.14 | 4T10=3.14 |
| Sens y-y' | 6.40 | 3.039 | 1.39 | 1.60 | 0.55 | 1.69 | 4T10=3.14 | 4T10=3.14 |

Tableau.III.57 : ferrailage de la dalle d'ascenseur.

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$\rho = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x - x : $V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 33.80 KN$

Sens y - y : $V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 35.20 KN \Rightarrow \tau_u = \frac{35.20 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16}$

$\Rightarrow \tau_u = 0.22 MPa < 1.25 MPa$ Vérifié

❖ Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 34.65 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 35.65 KN / m^2$$

$$\rho = 0.69 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.58 KNm \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.049 KNm \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 7.29 KNm$

Sens y-y' : $M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 5.99 KNm$

• **Vérification des contraintes**

- **Etat limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Sens x-x : $\sigma_{bc} = 2.36 MPa \leq \overline{\sigma} = 15 MPa$ c'est vérifier.

Sens y-y : $\sigma_{bc} = 2.128 \leq 15 MPa$ c'est vérifier.

❖ **Cas d'une charge concentrée**

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

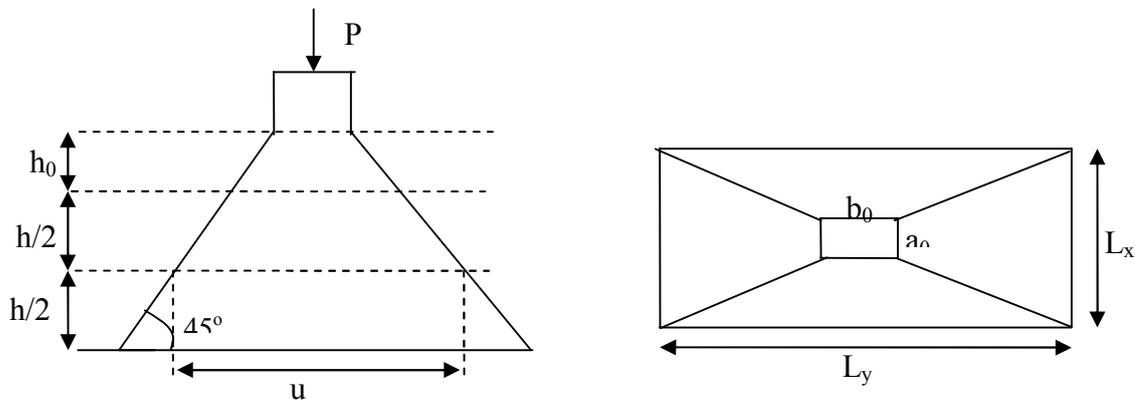


Figure III.19 : schéma représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 80cm$; $b_0 = 80cm$

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- 0,75 si le revêtement moins de résistance
- 1 Si le revêtement béton, ce qui le cas pour cette dalle.

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108 \text{ cm.} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108 \text{ cm.} \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

P_m et d_m : charge dues au locale des machines .

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605 \text{ KN}$$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\frac{v}{l_x}$ et $\rho = 0.88$ **Annexe 3**

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{210} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.51 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{210} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.51 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 8.2 \times 10^{-2} ; \begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{240} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.45 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{210} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.51 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 6.3 \times 10^{-2}$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.082 = 8.00 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.063 = 6.15 \text{ KNm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 8.00 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 6.15 \text{ KNm} \end{cases}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases} \quad \text{Annexe I.}$$

$$q_u = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 9.438 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \quad M_{x2} = 1.98 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \quad M_{y2} = 1.47 \text{ KNm}$$

▪ **Superposition des moments**

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.98 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.62 \text{ KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

En travée :

$$M_t^y = 0.85 \times 7.62 = 6.48 \text{ KNm}$$

$$M_t^x = 0.85 \times 9.98 = 8.48 \text{ KNm}$$

En appuis : $M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 9.98 = 2.99 \text{KNm}$

- **Ferrailage** : Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur .

| | M_t (KN.m) | M_a (KN.m) | A_t calculé (cm ² /ml) | A_t^{min} (cm ² /ml) | A_a calculé (cm ² /ml) | A_a^{min} (cm ² /ml) | A_t adopté (cm ² /ml) | A_a adopté (cm ² /ml) |
|--------------|-----------------|-----------------|--|---|--|---|---------------------------------------|---------------------------------------|
| Sens x-x' | 8.48 | 2.99 | 1.54 | 1.69 | 0.55 | 1.69 | 4T10=3.14 | 4T10=3.14 |
| Sens y-y' | 6.48 | 2.99 | 1.35 | 1.6 | 0.55 | 1.6 | 4T10=3.14 | 4T10=3.14 |

Tableau III.58 : ferrailage de la dalle de la salle des machines

❖ **Vérification à l'E.L.U**

- **Vérification au poinçonnement** : $p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL91 (Art H. III.10)

Avec : p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{cm} ; \quad p_u = 648 \text{KN}$$

$$\text{Or } p_u = 97.605 \text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648 \text{KN}. \text{ Pas de risque de poinçonnement.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant** : $b=100\text{cm}$;

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 30.125 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0.177 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa} \dots \text{C'est vérifié.}$$

❖ **Vérification à l'E.L.S**

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3 \text{KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.082 + 0.2 \times 0.063) = 6.84 \text{KNm} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.063 + 0.2 \times 0.082) = 5.74 \text{KNm} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88 \text{KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 & M_{x2} = 1.65 \text{KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} & M_{y2} = 1.36 \text{KNm} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.84 + 1.65 = 8.49 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.74 + 1.36 = 7.1 \text{KNm} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes**

Calcul des moments

$$M_t^x = 0.85 \times 8.49 \quad M_t^x = 7.22 \text{KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 7.1 \quad M_t^y = 6.03 \text{KNm}$$

$$M_a = 0.3 \times 8.49 \quad M_a = 2.55 \text{KNm}$$

- **Etat limite de compression de béton** : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Sens x-x : $y = 3.67 \text{cm}$; $I = 11319.623 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2.34 \text{MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{MPa}$$

Sens y-y : $y = 3.55 \text{cm}$ et $I = 10011.775 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2.138 \leq 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

• **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$h/l = 0.1 \geq 1/16 = 0.06 ; \quad h/l = 0.1 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.042$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Schéma de ferrailage**

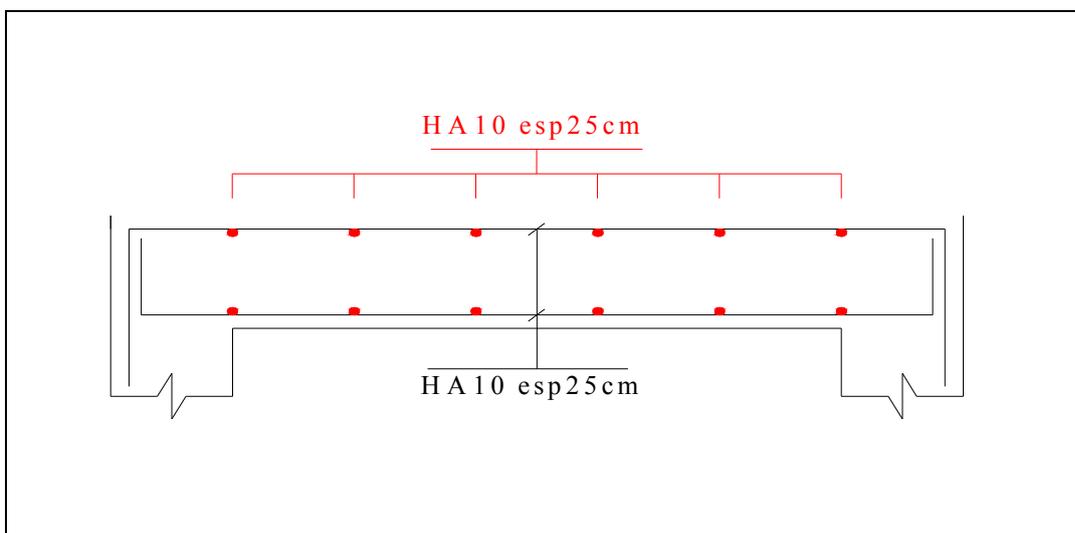


Figure III.20 Ferrailage de la dalle d'ascenseur

CHAPITRE

IV

IV.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utilisé est le **ROBOT**

IV.2. Méthodes de calcul : Le **RPA99** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique : -La méthode d'analyse modale spectrale.
-La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV-2-1. Méthode statique équivalente

a. Principe : Selon RPA99.Art (4.2.1) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encadrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

b .Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (article 4.1.2)**.

IV.3 Analyse sismique de la structure

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de cette structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique

prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le *RPA 99/version2003* pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi l'effort tranchant à la base est calculé par la méthode statique équivalente.

IV.3.1.Calcul de la force sismique totale : La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone Sismique.

Dans ce cas : $\begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \quad A = 0,15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est on fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (*RPA99/version2003*).

Dans ce projet on a un Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. **RPA (Formule 4-4)**

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA 99**).

| “ Critère q ” | Observée | P _q /xx | Observée | P _q /yy |
|--|----------|--------------------|----------|--------------------|
| 1- Conditions minimales sur les files de contreventement | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| 2- Redondance en plan | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| 3- Régularité en plan | Non | 0.05 | Non | 0.05 |

| | | | | |
|---|-----|------|-----|------|
| 4- Régularité en élévation | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| 5- Contrôle de qualité des matériaux | Oui | 0 | Oui | 0 |
| 6- Contrôles de qualité des d'exécution | Oui | 0 | Oui | 0 |

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q

Donc : $Q_x=Q_y=1.2$

W : poids total de la structure : $W = \sum_1^9 W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$\beta = 0.2 \rightarrow$ usage d'habitation.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ROBOT la valeur trouvé est :

$$W = 48538.57 \text{ KN}$$

- D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$

T_1 et T_2 : période caractéristique relative au sol.

❖ Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$ tableau 4.7(RPA99).

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 28.56m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$C_T = 0.05.$$

$$T = 0.05 \times 29.37^{\frac{3}{4}} = 0.631s$$

$L_x=33.57m$; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y=19.89m$; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 29.37}{\sqrt{33.57}} = 0.46s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 29.37}{\sqrt{19.89}} = 0.59s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.46s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.59s$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.46}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.88$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.59}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.81$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.46 = 0.6s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.59 = 0.767s \end{cases}$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.88 \times 1.20}{5} \times 42802.07 = 2896.84 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.81 \times 1.20}{5} \times 42802.07 = 2819.80 \text{ KN}$$

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Par la méthode d'analyse modale spectrale, 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 établi grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Pour notre étude le spectre de repense est donné par le logiciel (*spectre*).

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

| | | | | | | | | | |
|------|------------------|------|------------------|------|------------------|------|------------------|-----|------------------|
| T | U _{x,y} | T | U _{x,y} |
| 0.00 | 0.190 | 1.1 | 0.059 | 2.2 | 0.037 | 3.3 | 0.026 | 4.4 | 0.016 |
| 0.10 | 0.130 | 1.2 | 0.055 | 2.3 | 0.036 | 3.4 | 0.024 | 4.5 | 0.015 |
| 0.20 | 0.099 | 1.3 | 0.052 | 2.4 | 0.035 | 3.5 | 0.023 | 4.6 | 0.015 |
| 0.30 | 0.099 | 1.4 | 0.050 | 2.5 | 0.034 | 3.6 | 0.022 | 4.7 | 0.014 |
| 0.40 | 0.099 | 1.5 | 0.048 | 2.6 | 0.033 | 3.7 | 0.021 | 4.8 | 0.014 |
| 0.50 | 0.099 | 1.6 | 0.046 | 2.7 | 0.032 | 3.8 | 0.020 | 4.9 | 0.013 |
| 0.60 | 0.088 | 1.7 | 0.044 | 2.8 | 0.031 | 3.9 | 0.019 | 5 | 0.013 |
| 0.70 | 0.079 | 1.8 | 0.042 | 2.9 | 0.031 | 4 | 0.019 | | |
| 0.80 | 0.073 | 1.90 | 0.041 | 3.00 | 0.030 | 4.10 | 0.018 | | |
| 0.90 | 0.067 | 2.00 | 0.039 | 3.10 | 0.028 | 4.20 | 0.017 | | |
| 1.00 | 0.063 | 2.10 | 0.038 | 3.20 | 0.027 | 4.30 | 0.016 | | |

Tableau IV .2. Résumé des résultats de calcul de la méthode d'analyse modale spectrale.

Notre structure sera modélisée grâce au logiciel **ROBOT millenium**. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Lors de la modélisation on doit déterminer les caractéristiques géométriques de la structure pour les faire introduire aux niveaux des nœuds maitres.

IV.3.3.Caractéristique géométriques de la structure :

Le calcul des caractéristiques géométriques à été fait avec le logiciel **SOCOTEC**, les résultats de calcul sont montré dans le tableau :

| Niveau | A_i (m ²) | X_G (m) | Y_G (m) | I_X (m ⁴) | I_Y (m ⁴) |
|---|-------------------------|-----------|-----------|-------------------------|-------------------------|
| sous sol et RDC | 658.943 | 16.13 | 9.83 | 21278.4284 | 61114.5244 |
| 1 ^{er} étage | 580.609 | 16.36 | 8.11 | 15979.4534 | 50462.878 |
| 2 ^{eme} à 6 ^{eme} étage | 517.891 | 16.24 | 7.25 | 15555.8231 | 39622.9602 |
| 7 ^{eme} étage | 532.13 | 16.26 | 7.04 | 16439.5165 | 39775.0082 |
| Terrasse inaccessible | 499.355 | 16.24 | 7.55 | 14314.0995 | 36130.478 |

Tableau IV.3. Les résultats de calcul des caractéristiques géométriques de la structure.

A_i : Surface du plancher au niveau i .

X_G : Abscisse du centre de gravité du niveau.

Y_G : Ordonné du centre de gravité du niveau.

I_X : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.

I_Y : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

IV.3.4. La disposition des voiles :

- La première disposition des voiles :

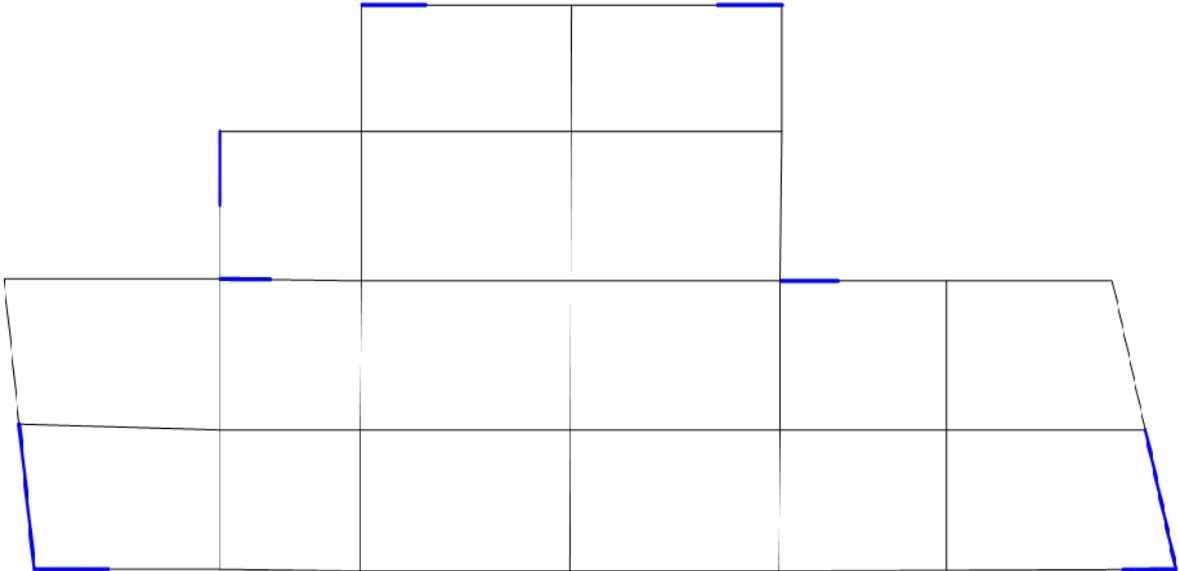
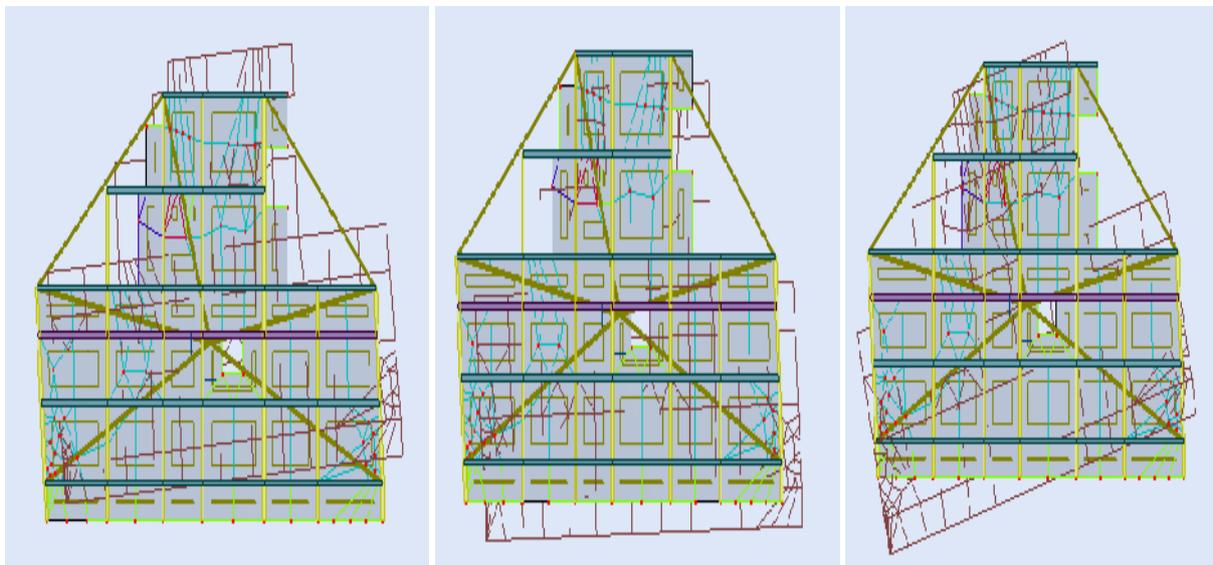


Figure IV.1 : la première disposition des voiles.



MODE1 : $T=0.67S$
Rotation selon (yy)

MODE2: $T=0.60S$
rotation selon (xx)

MODE3 : $T=0,43S$
rotation autour de (zz)

Périodes de vibration et taux de participation des masses modales de la disposition adopté.

| cas/mode | période | Masse Cumulée(%) | | | Masse Modale(%) | | |
|----------|---------|------------------|-------|------|-----------------|-------|------|
| | | Ux | Uy | Uz | Ux | Uy | Uz |
| 1 | 0.67 | 19.72 | 41.40 | 00 | 19.72 | 41.40 | 00 |
| 2 | 0.6 | 62.33 | 64.20 | 00 | 42.61 | 22.80 | 00 |
| 3 | 0.43 | 66.07 | 66.88 | 00 | 3.75 | 2.68 | 00 |
| 4 | 0.26 | 66.08 | 66.88 | 0.31 | 0.01 | 00 | 0.31 |
| 5 | 0.25 | 66.09 | 66.88 | 0.68 | 0.01 | 00 | 0.37 |
| 6 | 0.25 | 66.10 | 66.88 | 0.75 | 00 | 00 | 0.07 |
| 7 | 0.25 | 66.10 | 66.88 | 0.79 | 00 | 00 | 0.04 |
| 8 | 0.25 | 66.10 | 66.88 | 0.84 | 00 | 00 | 0.04 |
| 9 | 0.25 | 66.10 | 66.88 | 0.92 | 00 | 00 | 0.08 |
| 10 | 0.25 | 66.10 | 66.88 | 0.98 | 00 | 00 | 0.06 |

Tableau IV.4. Les résultats de la première disposition des voiles.

- **Analyse des résultats :** On remarque que la période dans ce cas n'est pas vérifiée et la masse participante n'a pas atteint les 90% ainsi que la torsion dans les modes 1,2et3.
- **La deuxième disposition des voiles**

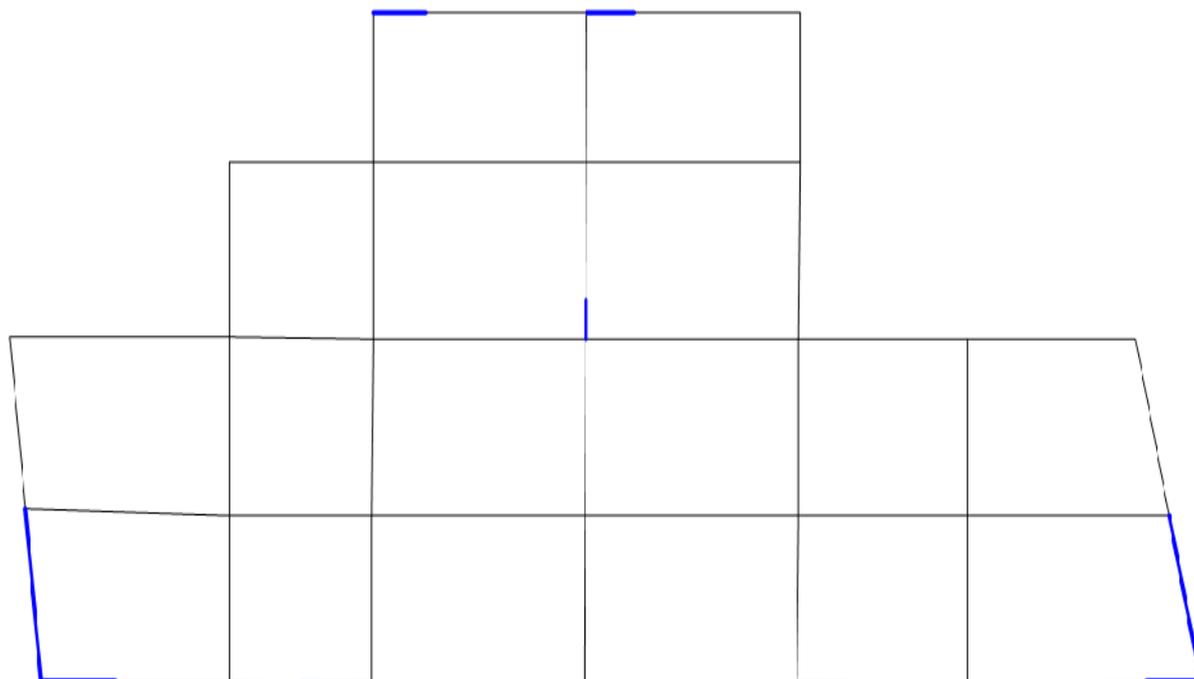
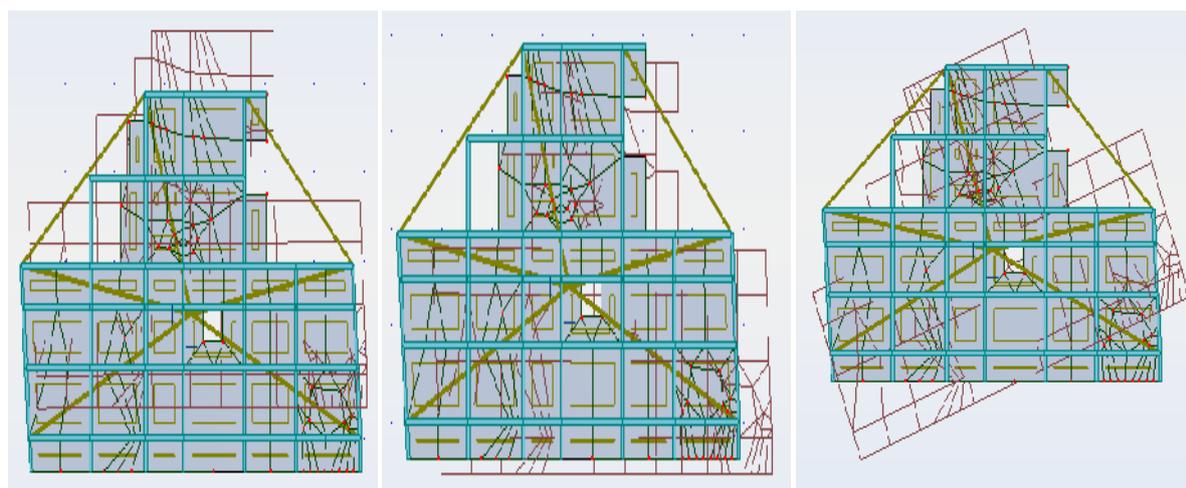


Figure IV.2. La deuxième disposition des voiles.

Périodes de vibration et taux de participation des masses modales de la disposition adopté

| cas/Mode | Période | Masse Cumulée(%) | | | Masse Modale(%) | | |
|----------|-------------|------------------|--------------|-----------|-----------------|-----------|-----------|
| | | Ux | Uy | Uz | Ux | Uy | Uz |
| 1 | 0.6 | 1.29 | 65.83 | 00 | 1.29 | 65.83 | 00 |
| 2 | 0.58 | 66.92 | 66.93 | 00 | 65.63 | 1.1 | 00 |
| 3 | 0.42 | 67.09 | 66.93 | 00 | 0.17 | 00 | 00 |
| 4 | 0.18 | 78.87 | 67.08 | 00 | 11.79 | 0.15 | 00 |
| 5 | 0.16 | 79.02 | 87.18 | 00 | 0.14 | 20.10 | 00 |
| 6 | 0.11 | 80.75 | 87.24 | 00 | 1.73 | 0.06 | 00 |
| 7 | 0.09 | 84.44 | 87.24 | 00 | 3.69 | 00 | 00 |
| 8 | 0.09 | 84.47 | 87.44 | 00 | 0.04 | 0.2 | 00 |
| 9 | 0.09 | 84.51 | 87.47 | 00 | 0.04 | 0.03 | 00 |
| 10 | 0.07 | 84.53 | 94.68 | 00 | 0.01 | 7.21 | 00 |
| 11 | 0.06 | 88.15 | 94.68 | 00 | 3.62 | 00 | 00 |
| 12 | 0.05 | 88.23 | 94.82 | 00 | 0.08 | 0.14 | 00 |
| 13 | 0.05 | 88.30 | 97.51 | 00 | 0.07 | 2.69 | 00 |
| 14 | 0.04 | 90.32 | 97.51 | 00 | 2.02 | 00 | 00 |

Tableau IV.5. Les résultats de la deuxième disposition des voiles.



MODE1 T=0.60S

MODE2 T=0.58S

MODE3 T=0,42S

Translation selon (yy)

translation selon (xx)

rotation autour de (zz)

- **Analyse des résultats :** après plusieurs essais de disposition des voiles et augmentation de leur section déjà pré dimensionnés, On voit bien que cette disposition nous évite la torsion.

On remarque que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99/ version2003 majorée de 30%, et on remarque aussi que les deux modes de vibration sont des modes de translation le premier selon x x, et le deuxième selon yy. Et la participation massique au 13^{ème} mode dépasse les 90% exigé par le RPA.

IV.3.4.Vérification de l'interaction voiles-portiques :

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

a) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

| Niveaux | Charge reprise (KN) | | Pourcentage repris (%) | |
|------------------------|---------------------|-----------|------------------------|-----------|
| | voiles | Portiques | voiles | Portiques |
| RDC | 32875.4 | 15663.17 | 67 | 33 |
| 1 ^{er} étage | 6498 | 32788.64 | 16.5 | 83.5 |
| 2 ^{ème} étage | 5678.2 | 26995.98 | 17.3 | 82.7 |
| 3 ^{ème} étage | 4969.4 | 21814.48 | 18.5 | 81.5 |
| 4 ^{ème} étage | 3984.85 | 16984.18 | 19 | 81 |
| 5 ^{ème} étage | 3074.25 | 12129.34 | 20 | 80 |
| 6 ^{ème} étage | 1914.24 | 7557.35 | 20 | 80 |
| 7 ^{ème} étage | 739.83 | 2960.46 | 19.99 | 80.01 |

Tableau IV.6.Vérification de l'interaction sous charges verticales.

• Remarque :

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée sauf le entre sol à cause de la présence des murs soutènements.

a) Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

| Niveaux | Sens x-x | | | | Sens y-y | | | |
|------------------------|-------------------|----------------|-------|-------|-------------------|----------------|-------|-------|
| | Portiques (KN) | Voiles (KN) | P (%) | V (%) | Portiques (KN) | Voiles (KN) | P (%) | V (%) |
| RDC | 64.35 | 2361.38 | 2.65 | 97.35 | 507.35 | 1967.5 | 20.6 | 79.4 |
| 1 ^{er} étage | 1648.25 | 720.35 | 69.5 | 30.5 | 658.77 | 1681.55 | 28.15 | 71.85 |
| 2 ^{ème} étage | 1363.3 | 877.42 | 60.8 | 39.2 | 692.91 | 1489.76 | 31.75 | 68.25 |
| 3 ^{ème} étage | 1206.8 | 837.37 | 59.03 | 40.97 | 648.98 | 1341.46 | 32.26 | 67.74 |
| 4 ^{ème} étage | 1137.1 | 627.41 | 64.44 | 35.56 | 697.7 | 1038.04 | 40.2 | 59.80 |
| 5 ^{ème} étage | 839.1 | 568.68 | 59.60 | 40.4 | 585.65 | 827.49 | 41.45 | 58.55 |
| 6 ^{ème} étage | 655.98 | 316.65 | 67.44 | 32.56 | 550.59 | 470.04 | 53.95 | 46.05 |
| 7 ^{ème} étage | 732.56 | 87.15 | 81 | 19 | 522.04 | 13.83 | 97.28 | 2.72 |

Tableau IV.7. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Remarque: on constate que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée sauf le sous sol à cause de la présence des murs de soutènement et le dernier étage là où on a la présence des voiles est limité.

On remarque que le taux des charges verticales reprises par les voiles ne dépasse pas la limite des 20 % exigée par le RPA 99/ version2003

L'examen de la part de l'effort tranchant total repris par les voiles est celui repris par les portiques à chaque niveau dans les deux sens, montre que le taux d'effort tranchant repris par les voiles reste dans tous les niveaux inférieur à 75 % et les portiques reprennent plus de 25 %.

IV.4. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

V.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA 99/2003 (article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base obtenues par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par méthode statique équivalente.

On doit vérifier que $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{st}$

Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus :

| Sens | V_{dy} (KN) | V_{st} (KN) | $0.8 \times V_{st}$ | Remarque |
|------|---------------|---------------|---------------------|------------------------------|
| x-x | 2425.73 | 2896.84 | 2317.47 | $V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$ |
| y-y | 2474.85 | 2819.80 | 2255.84 | $V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$ |

Tableau IV.8. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

IV.4.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{Art (7.4.3.1) [2]}$$

Tel que :

N ; L'effort normal maximal.

B ; Section du poteau.

f_{c28} ; Résistance caractéristique à la compression.

| Niveau | poteaux | N (KN) | N_{rd} | Remarque |
|--------|---------|----------|----------|---------------|
| RDC | 65×65 | 2603.15 | 0.24 | C'est vérifié |
| Etage1 | 60×60 | 2264.80 | 0.25 | C'est vérifié |
| Etage2 | 60×60 | 1887.40 | 0.20 | C'est vérifié |
| Étage3 | 55×55 | 1530.23 | 0.20 | C'est vérifié |
| Etage4 | 55x55 | 1180.45 | 0.16 | C'est vérifié |
| Etage5 | 50×50 | 835.80 | 0.13 | C'est vérifié |
| Étage6 | 50×50 | 500.13 | 0.08 | C'est vérifié |
| Étage7 | 45×45 | 270.74 | 0.05 | C'est vérifié |

Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.

IV.4.3. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{Art (4.4.3)[2]}$$

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

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ Art (5.10)[2]

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

| niveau | δ_{ek} (cm) | | R | $R^* \delta_{ek}$ (cm) | | Δ_k (cm) | | h_k (cm) | 1 % h_k (cm) | Δ_k / h_k | |
|--------|--------------------|----------------|---|------------------------|--------------------|-----------------|---------------|---------------|-----------------------|----------------------------|----------------------------|
| | δ_{ekx} | δ_{eky} | | $R^* \delta_{ekx}$ | $R^* \delta_{eky}$ | Δ_{kx} | Δ_{ky} | | | Δ_{kx} / h_k (%) | Δ_{ky} / h_k (%) |
| 8 | 0.96 | 1.1 | 5 | 4.8 | 5.5 | 0.4 | 0.8 | 306 | 3.06 | 0.130 | 0.261 |
| 7 | 0.88 | 0.94 | 5 | 4.4 | 4.7 | 0.5 | 0.8 | 306 | 3.06 | 0.163 | 0.261 |
| 6 | 0.78 | 0.78 | 5 | 3.9 | 3.9 | 0.7 | 0.8 | 306 | 3.06 | 0.228 | 0.261 |
| 5 | 0.64 | 0.62 | 5 | 3.2 | 3.1 | 0.8 | 0.8 | 306 | 3.06 | 0.261 | 0.261 |
| 4 | 0.48 | 0.46 | 5 | 2.4 | 2.3 | 1 | 0.8 | 306 | 3.06 | 0.326 | 0.261 |
| 3 | 0.3 | 0.3 | 5 | 1.5 | 1.5 | 0.6 | 0.8 | 306 | 3.06 | 0.196 | 0.261 |
| 2 | 0.18 | 0.14 | 5 | 0.7 | 0.9 | 0.7 | 0.5 | 306 | 3.06 | 0.228 | 0.163 |
| 1 | 0.04 | 0.04 | 5 | 0.2 | 0.3 | 0.2 | 0.2 | 408 | 4.08 | 0.049 | 0.049 |

Tableau IV.10. Vérification des déplacements relatifs

Nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

V.4.3. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : Art (5.9) [2]

L'effet du 2^{ème} ordre ou effet (P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 .$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau (k).

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k).

h_k : hauteur d'étage (k)

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k).

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur d'étage (k)

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner.

| | Niv | H _K (m) | Pk (kN) | Vk (kN) | | Δk (m) | | θ | |
|------|-------|-----------------------|----------|---------|---------|--------|-------|---------|--------|
| | | | | XX | yy | xx | yy | xx | yy |
| RDC | 4.08 | 4.08 | 48538.57 | 2425.73 | 2474.85 | 0.004 | 0.008 | 0.01966 | 0.038 |
| 1er | 7.14 | 3,06 | 39286.64 | 2368.60 | 2340.32 | 0.005 | 0.008 | 0.027 | 0.043 |
| 2ème | 10.20 | 3,06 | 32674.18 | 2240.72 | 2182.67 | 0.007 | 0.008 | 0.033 | 0.039 |
| 3ème | 13.26 | 3,06 | 26783.88 | 2044.17 | 1990.44 | 0.008 | 0.008 | 0.034 | 0.035 |
| 4ème | 16,32 | 3,06 | 20969.03 | 1764.51 | 1735.74 | 0.01 | 0.008 | 0.038 | 0.031 |
| 5ème | 19.38 | 3,06 | 15195.61 | 1407.78 | 1413.14 | 0.006 | 0.008 | 0.021 | 0.028 |
| 6ème | 22.44 | 3,06 | 9466.71 | 972.63 | 1020.63 | 0.007 | 0.005 | 0.022 | 0.015 |
| 7ème | 25.50 | 3.06 | 3698.7 | 819.71 | 535.87 | 0.002 | 0.002 | 0.00299 | 0.0045 |

Tableau. IV.11. Vérification des effets P- Δ .

La condition donnée ci-dessus est vérifiée, donc la vérification n'est pas nécessaire.

IV.5 : Conclusion :

L'étude dynamique de notre structure était un vrai défi, et ce pour raison de l'aspect architectural non symétrie, et des décrochements que présente la structure pour la disposition des voiles.

À l'aide du logiciel **ROBOT millenium**, et après plusieurs tentatives ; on est arrivé à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure en satisfaisant les exigences du RPA.

CHAPITRE

V

V.1.INTRODUCTION

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. ETUDE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissants en tête et à la base dans les deux sens. Leur ferraillement se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1.35G+1.5Q
 - G+Q
 - G+Q+E
 - G+Q-E
 - 0.8G+E
 - 0.8G-E
- RPA99 /version2003 (Article 5.2)

Pour notre structure, nous avons cinq types de poteaux à étudier :

Sous sol et RDC : (b×h) = (65×65) cm²,

1^{er}, 2^{ème} étage : (b×h) = (60×60) cm²,

3^{ème}, 4^{ème} étage : (b×h) = (55×55) cm²,

5^{ème}, 6^{ème} étage : (b×h) = (50×50) cm²,

7^{ème} étage : (b×h) = (45×45) cm².

❖ Recommandations du RPA99

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement

- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40 \phi$ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poteaux-poutres proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.I :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous:

| Niveau | Section du poteau (cm ²) | A_{\min} (cm ²) | A_{\max} (cm ²) zone courante | A_{\max} (cm ²) zone de recouvrement |
|---|--------------------------------------|-------------------------------|---|--|
| Sous sol et RDC | 65x65 | 33.8 | 169 | 253.5 |
| 1 ^{er} 2 ^{eme} étage | 60x60 | 28,80 | 144 | 216 |
| 3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage | 55x55 | 24.2 | 121 | 181.5 |
| 5 ^{eme} , 6 ^{eme} étage | 50x50 | 20,00 | 100 | 150 |
| 7 ^{eme} étage | 45x45 | 16,20 | 81 | 121.5 |

Tab V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par l'RPA.

b) Armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elencement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Robot version 2013 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

| Niveau | $N_{max} \rightarrow M_{cor}$ | | $M_{max} \rightarrow N_{cor}$ | | $N_{min} \rightarrow M_{cor}$ | | V (KN) |
|---|-------------------------------|-------------|-------------------------------|-----------|-------------------------------|-------------|-----------|
| | N (KN) | M (KN.m) | M (KN.m) | N (KN) | N (KN) | M (KN.m) | |
| RDC | 3267.79 | 72.34 | 144.6 | 1342.2 | -1437.9 | 142.74 | 287 |
| 1 ^{ème} , 2 ^{ème} étage | 2826.43 | 91.83 | 118.08 | 1849.4 | -1045.2 | 58.13 | 236.41 |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages | 1905.27 | 126.06 | 166.32 | 967.17 | -447.51 | 39.46 | 177.1 |
| 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages | 1050.57 | 129.08 | 156.57 | 423.06 | -129.03 | 48.97 | 170.84 |
| 7 ^{ème} étage | 339.69 | 36.49 | 140.42 | 150.91 | -59.05 | 17.70 | 158.02 |

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux

V.2.1. Ferrailage des poteaux :

a) Armatures longitudinales

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans sous la combinaison la plus défavorable. Les résultats obtenus à l'aide de SOCOTEC sont récapitulés dans le tableau suivant :

| niveaux | Section des poteaux | A_{inf} (cm ²) | A_{sup} | A_{min} (cm ²) | Nombre de barres | A_{adop} (cm ²) |
|---|------------------------|---------------------------------|-----------|---------------------------------|------------------|----------------------------------|
| Sous Sol, RDC | 65*65 | 23.39 | 12.92 | 33.80 | 16HA25 | 78.5 |
| 1 ^{ère} , 2 ^{ème} étage | 60*60 | 18.44 | 11.61 | 28.80 | 4HA25+12HA20 | 57.30 |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage | 55*55 | 8.95 | 3.91 | 24.20 | 16HA14 | 32.15 |
| 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage | 50*50 | 5.14 | 0 | 20.00 | 4HA16+8HA14 | 20.34 |
| 7 ^{ème} étage | 45*45 | 2.17 | 0 | 16.20 | 8HA14+4HA12 | 16.83 |

Tab V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux

b) Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

| Section (cm ²) | ∅ _{l^{min}} (cm) | l _f (m) | y _g | V _u KN | t zone nodale (cm) | t zone courante (cm) | A _t (cm ²) | A _t ^{min} (cm ²) | A _t ^{opt} (cm ²) | N ^{bre} de barres |
|----------------------------|-----------------------------------|--------------------|----------------|-------------------|--------------------|----------------------|-----------------------------------|--|--|----------------------------|
| 65×65 | 2.5 | 2.856 | 4.39 | 287 | 10 | 15 | 4.13 | 3.57 | 4.71 | 6T10 |
| 60×60 | 2 | 2.142 | 3.75 | 236.41 | 10 | 15 | 3.69 | 3.3 | 4.71 | 6T10 |
| 55×55 | 1.4 | 2.142 | 3.89 | 177.1 | 10 | 15 | 3.02 | 3.025 | 4.71 | 6T10 |
| 50×50 | 1.4 | 2.142 | 4.28 | 170.84 | 10 | 15 | 3.20 | 2.75 | 4.71 | 6T10 |
| 45×45 | 1.2 | 2.142 | 4.76 | 158.02 | 10 | 15 | 3.29 | 2.47 | 4.71 | 6T10 |

Tableau V.4 : Armatures transversales des poteaux

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la

condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33\text{mm}$.

V.2.2. Vérification :

a) Vérification au flambement

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

Critère de la stabilité de forme :

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$N_{\max} \leq N_u = \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{BAEL91 art B.8.4, 1})$$

Avec : B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$

$l_f = 0.7 \times l_0$

Avec : l_f : longueur de flambement

$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ Avec $\left\{ \begin{array}{l} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{hauteur de la section nette} \end{array} \right.$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

| Niveaux | Section (cm ²) | L ₀ (m) | l _f (m) | λ | α | A _s (cm ²) | B _r (cm ²) | N _{ul} (KN) | N _{max} (KN) |
|----------------------------|-------------------------------|-----------------------|-----------------------|-------|-------|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------|--------------------------|
| RDC | 65 × 65 | 3.40 | 2.38 | 12.68 | 0.757 | 78.5 | 3969 | 7272.36 | 3267.79 |
| 1 ,2 ^{ème} étages | 60 × 60 | 3.06 | 2.142 | 12.37 | 0.754 | 57.30 | 3364 | 5541.31 | 2826.43 |
| 3 ,4 ^{ème} étages | 55 × 55 | 3.06 | 2.142 | 13.49 | 0.750 | 32.15 | 2809 | 4635.21 | 1905.27 |
| 5 ,6 ^{ème} étages | 50 × 50 | 3.06 | 2.142 | 14.84 | 0.746 | 20.34 | 2304 | 3711.28 | 1050.57 |
| 7 ^{ème} étage | 45 × 45 | 3.06 | 2.142 | 16.49 | 0.740 | 18.46 | 2025 | 3250.14 | 339.69 |

Tableau V.5 : Vérification du flambement des poteaux

On voit bien que $N_{\max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

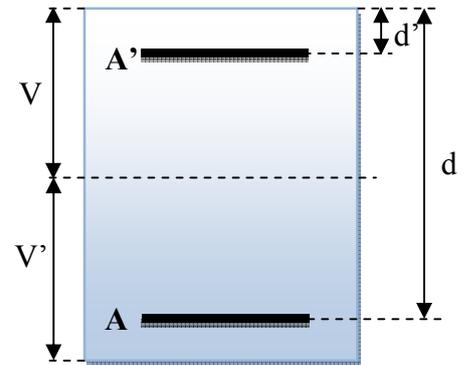
$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A_s \times d + A'_s \times d')}{b \times h + 15 \times (A_s + A'_s)}$$

$$v' = h - v$$

$$d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$



Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Niveau | Section (cm ²) | d (cm) | A _s (cm ²) | v (cm) | V' (cm) | I _{gg} (m ⁴) | N _{ser} (KN) | M _{ser} (KN) | σ (MPa) | σ̄ (MPa) |
|---|----------------------------|--------|-----------------------------------|--------|---------|-----------------------------------|-----------------------|-----------------------|---------|----------|
| RDC | 65*65 | 58.5 | 78.5 | 38.16 | 26.84 | 0.0199 | 2376 | 89.32 | 7.81 | 15 |
| 1 ^{er} , 2 ^{eme} étages | 60*60 | 54.0 | 57.30 | 34.13 | 25.87 | 0.0113 | 2057.12 | 68.95 | 7.79 | 15 |
| 3, 4 ^{eme} étages | 55*55 | 49.5 | 32.15 | 31.98 | 23.02 | 0.0095 | 1387.11 | 54.88 | 6.76 | 15 |
| 5, 6 ^{eme} étage | 50*50 | 45.0 | 20.34 | 27.17 | 22.83 | 0.0063 | 764.54 | 54.5 | 5.7 | 15 |
| 7 ^{eme} étages | 45*45 | 40.5 | 18.46 | 24.66 | 20.34 | 0.0041 | 249.18 | 51.81 | 5.5 | 15 |

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

On remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le RPA99/version 2003 (Article 7.4.3.2), La contrainte de cisaillement conventionnelle du calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismiques doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec:

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Niveaux | Section (cm ²) | l _f (m) | λ_g | ρ_d | d (cm) | V _u (KN) | τ (MPa) | τ_{adm} (MPa) |
|---------------------------|----------------------------|--------------------|-------------|----------|--------|---------------------|--------------|--------------------|
| RDC | 65×65 | 2.380 | 3.66 | 0.04 | 58.5 | 287 | 0.74 | 1.00 |
| 1,2 ^{ème} étages | 60×60 | 2.142 | 3.57 | 0.04 | 54.0 | 236.41 | 0.72 | 1.00 |
| 3,4 ^{ème} étages | 55×55 | 2.142 | 3.89 | 0.04 | 49.5 | 177.1 | 0.65 | 1.00 |
| 5,6 ^{ème} étages | 50×50 | 2.142 | 4.28 | 0.04 | 45.0 | 170.84 | 0.76 | 1.00 |
| 7 ^{ème} étages | 45×45 | 2.142 | 4.76 | 0.04 | 40.5 | 158.02 | 0.86 | 1.00 |

Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.

V.2.3. Dispositions constructives :

- Longueur des crochets des armatures transversales

$$L = 10 \times \phi_t$$

$$\phi_t = 1.0 \text{ cm} \rightarrow L = 10 \text{ cm}$$

- Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \phi_L :$$

$$\phi_L = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

• **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles..... (Selon le RPA).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

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

$$L' = 2h$$

h_e : Hauteur de chaque poteau

❖ Sous sol, RDC:

$$L' = 2 \times 55 = 110\text{cm}$$

$$h' = \max(68 ; 65 ; 65 ; 60\text{cm}) = 70\text{cm}$$

❖ 1^{ère}, 2^{ème} étage:

$$L' = 2 \times 55 = 110\text{cm}$$

$$h' = \max(51 ; 60 ; 60 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$$

❖ 3^{ème}, 4^{ème} étage :

$$L' = 2 \times 55 = 110\text{cm}$$

$$h' = \max(51 ; 55 ; 55 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$$

❖ 5^{ème}, 6^{ème} étage :

$$L' = 2 \times 55 = 110\text{cm}$$

$$h' = \max(51 ; 50 ; 50 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$$

❖ 7^{ème} étage :

$$L' = 2 \times 55 = 110\text{cm}$$

$$h' = \max(51 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$$

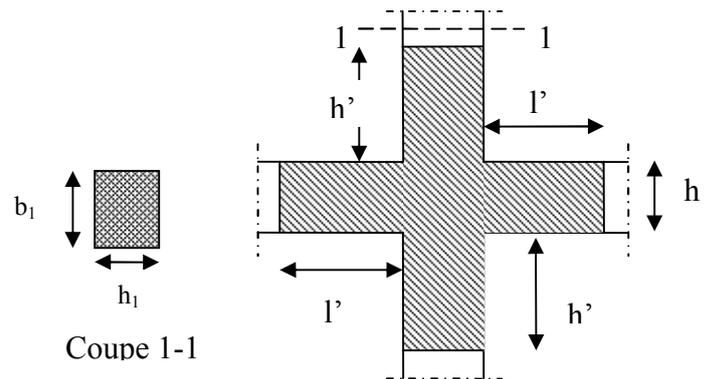


Fig.V.1 : zone nodale

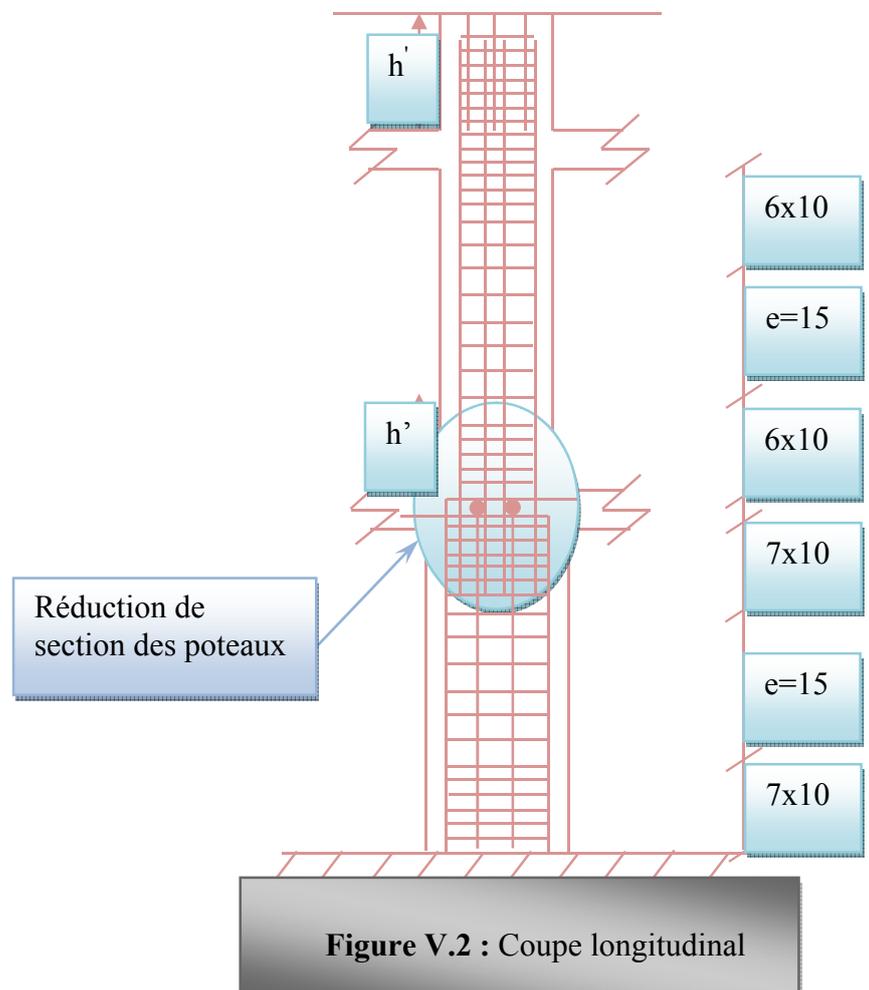


Figure V.2 : Coupe longitudinal

V.2.4.Schéma de ferrailage des poteaux :

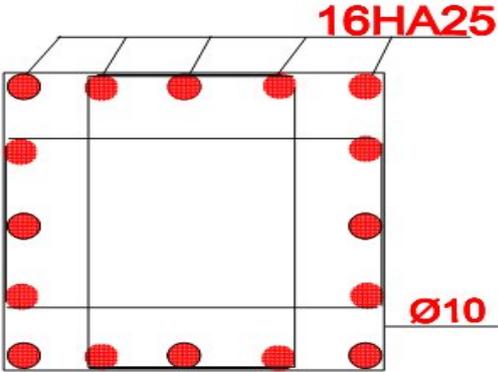
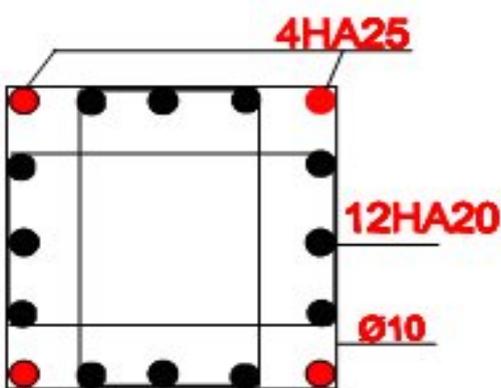
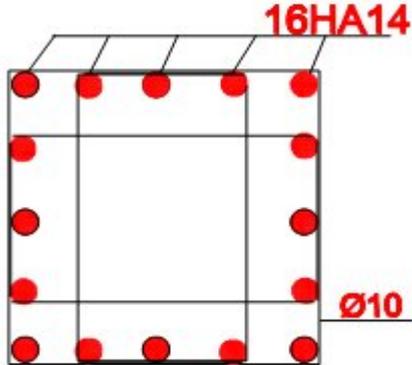
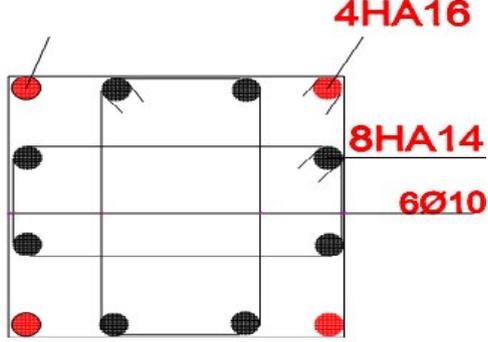
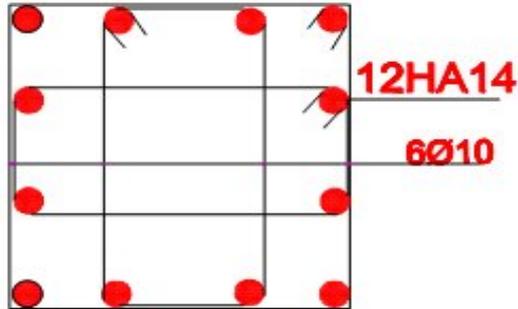
| | |
|---|---|
|  |  |
| <p>Poteau sous sol et RDC (65x65)</p> | <p>Poteau étage 1 et 2 (60x60)</p> |
|  |  |
| <p>Poteau étage 3 et 4 (55x55)</p> | <p>Poteau étage 5 et 6 (50x50)</p> |
|  | |
| <p>Poteau étage 7 (45x45)</p> | |

Tableau V.8 Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3.ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ROBOT millenium, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003suivantes :

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$ RPA99/version 2003 (Art 5.2)
- $0.8 \times G + E$
- $0.8 \times G - E$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×55),
- poutres secondaires (30×45).

❖ Recommandation du RPA 99/V2003

a) Coffrage

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{cases} \quad \text{RPA99 (Art 7.5.1)}$$

b) Ferrailage:

- Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % $b \times h$ En zone courante.
 - 6% $b \times h$ En zone de recouvrement.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de :

40ϕ En zone IIa.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure.9, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous:

| Type de poutres | Section (cm ²) | A _{max} (cm ²) zone courante | A _{max} (cm ²) zone de recouvrement | A _{min} (cm ²) |
|-----------------|----------------------------|---|--|-------------------------------------|
| Principale | 30×55 | 66 | 99 | 8.25 |
| Secondaire | 30×45 | 54 | 81 | 6.75 |

Tab V.9: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.

- Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

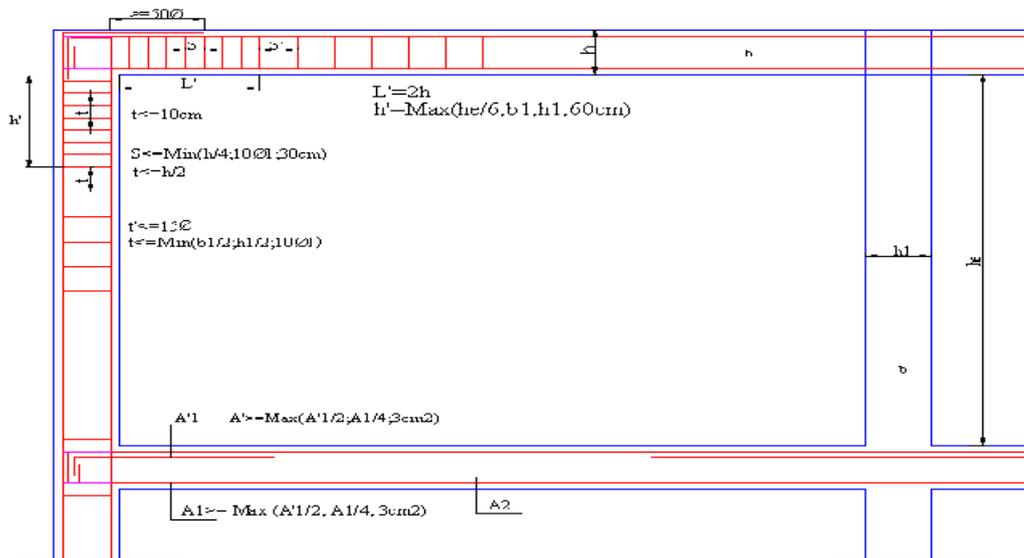


Fig .V.3 : Dispositions constructives des portiques

III.3.1.Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a-Sollicitations de calculs

| Niveau | Poutre principale | | | Poutre secondaire | | |
|------------|------------------------|------------------------|-----------|------------------------|------------------------|-----------|
| | $M_{travée}$ (KN.m) | M_{appuis} (KN.m) | V (KN) | $M_{travée}$ (KN.m) | M_{appuis} (KN.m) | V (KN) |
| Service | 216.33 | 247.10 | 87.38 | 152.83 | 180.05 | 50.82 |
| Habitation | 199.18 | 226.59 | 64.99 | 91.88 | 164.99 | 53.18 |
| Terrasse | 139.66 | 157.98 | 36.01 | 91.02 | 75.44 | 50.14 |

Tableau V.10. : Les sollicitations les plus défavorables.

b.Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du ROBOT. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (Amin) du RPA.

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

| Etage | Type de poutres | Section (cm ²) | Localisation | A (cm ²) | Amin (cm ²) | A adoptée (cm ²) | L _r (cm) |
|--------------------|-----------------|----------------------------|--------------|----------------------|-------------------------|------------------------------|---------------------|
| S-Soul+ RDC | Principale | 30×55 | Appui | 14.48 | 8.25 | 3HA20+3HA16=15.45 | 80 |
| | | | Travée | 12.02 | | 6HA16=12.06 | 65 |
| | Secondaire | 30×45 | Appui | 11.70 | 6.75 | 6HA16=12.06 | 65 |
| | | | Travée | 10.38 | | 3HA16+3HA14=10.64 | 65 |
| Etages Courants | Principale | 30×55 | Appui | 11.89 | 8.25 | 6HA16=12.06 | 65 |
| | | | Travée | 11.37 | | 6HA16=12.06 | 65 |
| | Secondaire | 30×45 | Appui | 10.08 | 6.75 | 3HA16+3HA14=10.64 | 65 |
| | | | Travée | 6.22 | | 3HA14+3HA12=8.01 | 60 |
| Terrasse | Principale | 30×55 | Appui | 8.83 | 8.25 | 6HA14=9.23 | 60 |
| | | | Travée | 7.74 | | 6HA14=9.23 | 60 |
| | Secondaire | 30×45 | Appui | 6.15 | 6.75 | 6HA12=6.78 | 50 |
| | | | travée | 5.04 | | 6HA12=6.78 | 50 |

Tableau V.11 : Armatures longitudinales des poutres

❖ **Longueur de recouvrement :**

- $L_r \geq 40 \Phi_l$
- $\Phi_l = 20\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 2.0 = 80\text{cm}$, on adopte: $L_r = 80\text{cm}$.
- $\Phi_l = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$, on adopte: $L_r = 65\text{cm}$.
- $\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$, on adopte: $L_r = 60\text{cm}$.
- $\Phi_l = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$, on adopte: $L_r = 50\text{cm}$.

c.Les armatures transversales :

D'après le BAEL91 ; pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

❖ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(2.; \frac{55}{30}; \frac{30}{10}\right) = 1.83 \Rightarrow \phi = 10mm$$

Donc on prend $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14cm^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.28 \Rightarrow \phi = 10mm .$$

Donc on prend $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14cm^2$ (un cadre et un étrier).

d.Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version 2003(art 7.5.2.2) :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\max}; 30cm\right)$$

- Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(13.75cm; 24cm, 30cm)$ Soit : $S_t = 10cm$
- Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(11.25cm; 19.2cm, 30cm)$ Soit : $S_t = 10cm$

Zone courante : $S_t < h/2$

❖ **Poutres principales :**

$$S_t < h/2 = 27.5cm. \text{ Soit } S_t = 15cm$$

❖ **Poutres secondaires :**

$$S_t < h/2 = 22.5cm. \text{ Soit } S_t = 15cm$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$$

$$A_t = 3.14cm^2 > A_t^{\min} = 1.35cm^2 \quad \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

V.3.2. Vérifications à l'ELU :**a. Condition de non fragilité :**

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} = 1.79cm^2 \dots\dots\dots PP$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} = 1.47cm^2 \dots\dots\dots PS$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

b.Vérification de l'effort tranchant :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la

$$\text{fissuration peu nuisible: } \tau_{bu} = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{1.5}; 4MPa\right)$$

| Poutres | V_u (KN) | τ_u (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | Observation |
|-------------|------------|----------------|--------------------|-------------|
| Principales | 87.38 | 0.588 | 3.33 | Vérifiée |
| Secondaires | 53.18 | 0.437 | 3.33 | Vérifiée |

Tab V.12 : Vérification de l'effort tranchant.

❖ **Remarque :** Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Poutres | A_L (cm ²) | V_u (KN) | M_a (KN.m) | A_l^{rive} (cm ²) | A_l^{int} (cm ²) | Observation |
|-------------|-----------------------------|------------|--------------|---------------------------------|--------------------------------|-------------|
| Principale | 15.45 | 87.38 | 247.10 | 2.51 | -13.43 | Vérifiée |
| Secondaires | 12.06 | 53.18 | 164.99 | 1.53 | -11.48 | Vérifiée |

Tableau V.13. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

V.3. 3. Vérifications à l'ELS :

a. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- M_{ser} : moment max à l'ELS.
- y : position de l'axe neutre.
- I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

| Poutres | Localisation | M_{ser} (KN.m) | I (cm ⁴) | Y (cm) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) |
|---------------------|--------------|---------------------|---------------------------|-------------|------------------------|------------------------------|
| Poutres principales | Appuis | 177.38 | 633100 | 31.62 | 8.85 | 15 |
| | Travées | 141.35 | 633100 | 31.62 | 7.76 | 15 |
| Poutres secondaires | Appuis | 129.76 | 376521 | 27.19 | 9.37 | 15 |
| | Travées | 110.21 | 376521 | 27.19 | 7.95 | 15 |

Tab V.14 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

b. Vérification de la flèche

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91** et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\bullet \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

❖ Poutres principales :

$$\frac{h}{l} = \frac{55}{645} = 0.0852 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{Mt}{10M_0} = 0.079 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.0104 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Poutres secondaires :

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus grande.

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{557} = 0.078 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{Mt}{10M_0} = 0.0672 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.0099 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions de flèches étant satisfaites, le calcul des flèches s'avère inutile.

V.3.4. Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA 99/2003, dont le but est de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au

moins égale, en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux.

a- Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

- $Z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

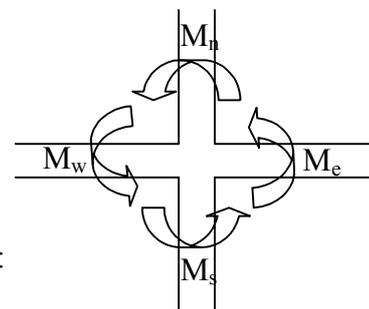


Figure V.4 : La zone nodale

| Niveaux | Section (cm ²) | Z(m) | A(cm ²) | M _s (KN.m) | M _n (KN.m) | M _n +M _s |
|------------------------|----------------------------|-------|---------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------------|
| S soul+RDC | 65 × 65 | 55.25 | 41.19 | 791.96 | 570.60 | 1362.56 |
| 1 ^{er} Etage | 60 × 60 | 51 | 32.15 | 570.60 | 570.60 | 1141.2 |
| 2 ^{ème} Etage | 60 × 60 | 51 | 32.15 | 570.60 | 400.38 | 970.98 |
| 3 ^{ème} Etage | 55 × 55 | 46.75 | 24.61 | 400.38 | 400.38 | 800.76 |
| 4 ^{ème} Etage | 55 × 55 | 46.75 | 24.61 | 400.38 | 300.83 | 701.21 |
| 5 ^{ème} Etage | 50 × 50 | 42.5 | 20.34 | 300.83 | 300.83 | 601.66 |
| 6 ^{ème} Etage | 50 × 50 | 42.5 | 20.34 | 300.83 | 224.024 | 524.854 |
| 7 ^{ème} Etage | 45 × 45 | 38.25 | 16.83 | 224.024 | 224.024 | 448.048 |

Tableau V.15 : Moment résistant dans les poteaux

b- Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

| Niveau | poutres | M_w (KN.m) | M_e (KN.m) | $1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m) |
|---|-------------|--------------|--------------|----------------------------------|
| Sous sol, RDC | Principales | 251.36 | 196.20 | 559.45 |
| | secondaire | 160.53 | 141.63 | 377.7 |
| 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage | Principales | 196.20 | 196.20 | 490.50 |
| | secondaire | 141.63 | 106.62 | 310.31 |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage | Principales | 196.20 | 196.20 | 490.50 |
| | secondaire | 141.63 | 106.62 | 310.31 |
| 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage | Principales | 196.20 | 196.20 | 490.50 |
| | secondaire | 141.63 | 106.62 | 310.31 |
| 7 ^{ème} étage | Principales | 150.16 | 150.16 | 375.4 |
| | secondaire | 90.24 | 90.24 | 225.60 |

Tableau V.16: Moment résistant dans les poutres .

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

*** Exemple de ferrailage d'une poutre principale du l'étage courant.**

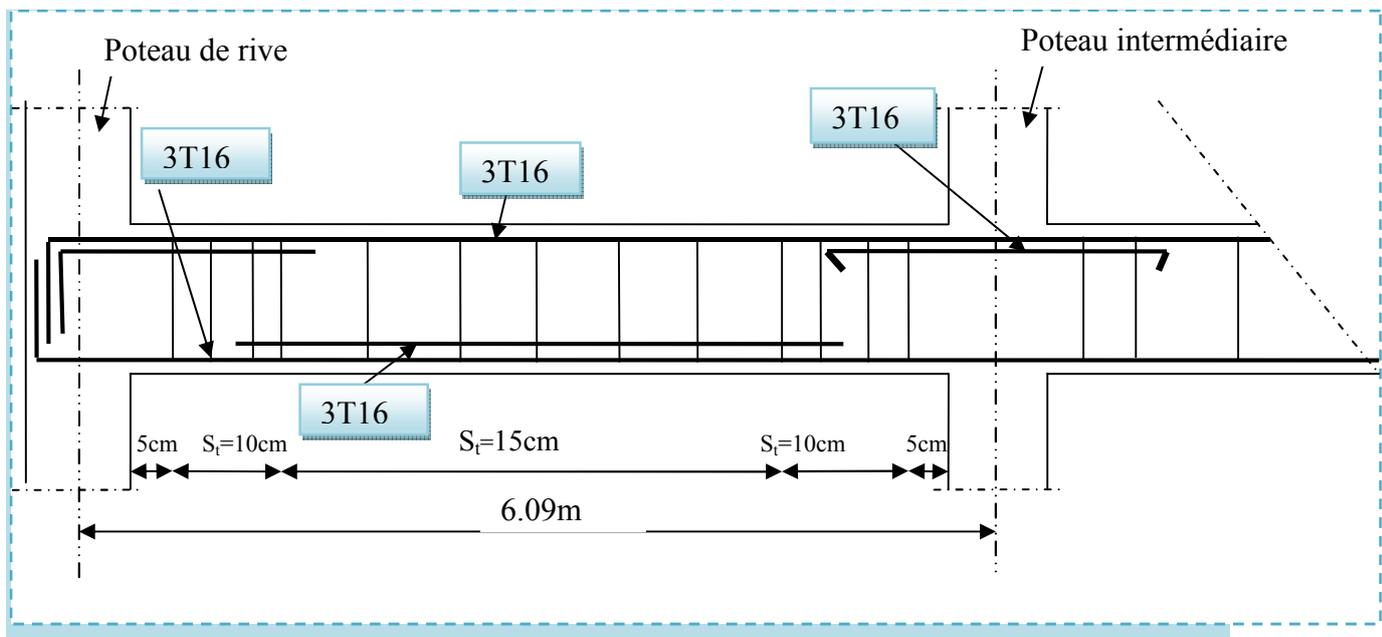
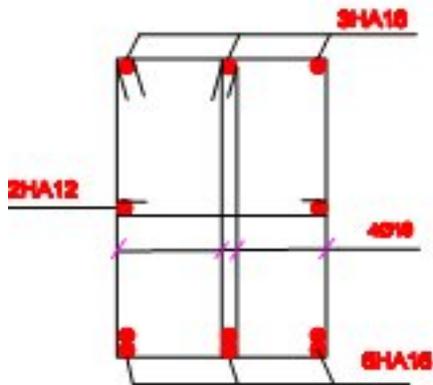


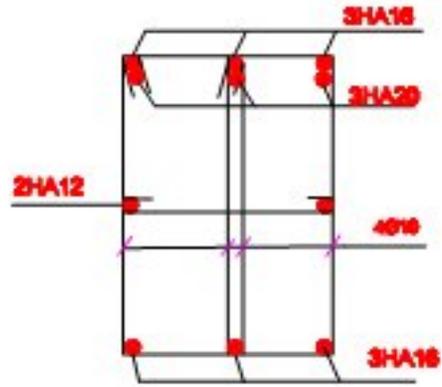
Figure V.5. Disposition constructive des armateurs dans les poutres

V.3.5.Ferraillage des poutres :

Poutres principale de sous sol et RDC

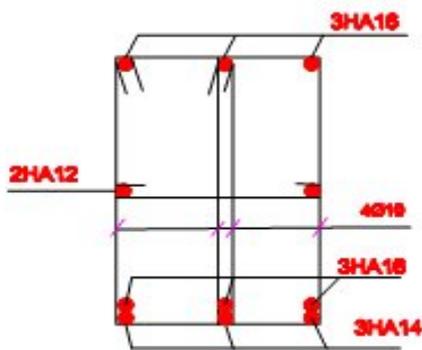


Travée

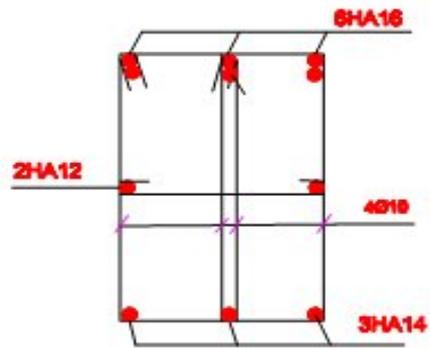


appui

Poutre secondaire de sous sol et RDC

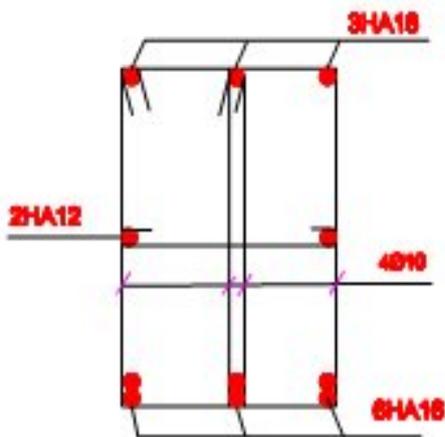


Travée

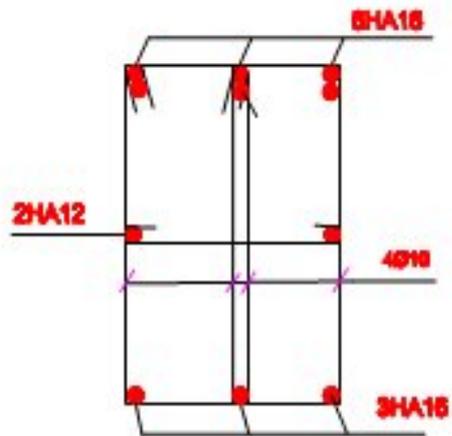


appui

Poutres principale d'étage courant :

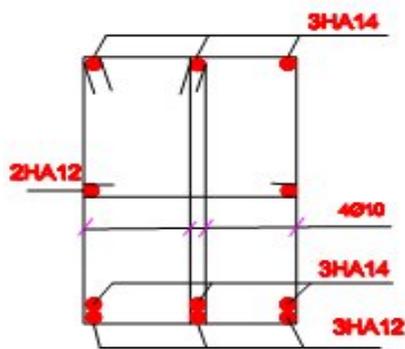


Travée

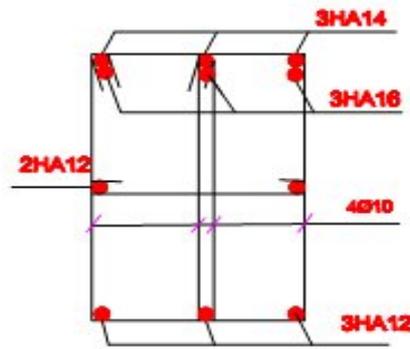


appui

Poutre secondaire étage courant

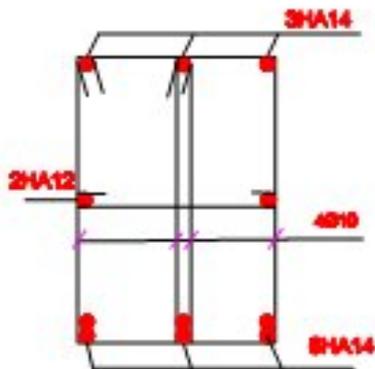


Travée

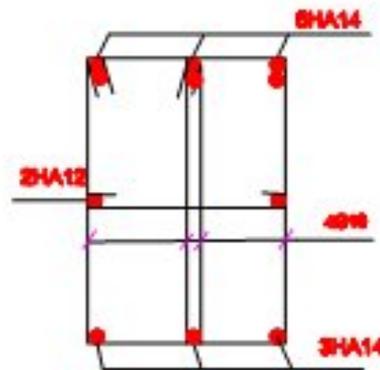


appui

Poutre principale terrasse :

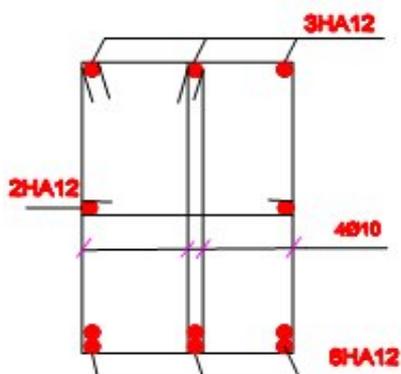


Travée

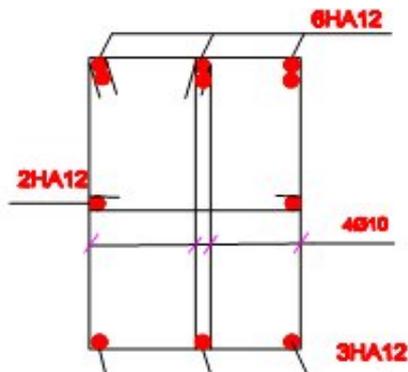


appui

Poutre secondaire terrasse :



Appui



travée

Figure V.6. Schéma de ferrailage des poutres de tous les niveaux

V. 4 Etude des voiles :

V. 4.1 Introduction :

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone II_a (moyenne sismicité).

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. le comportement d'un élément voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section, de ce point de vue ; il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

On distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

-Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

-Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

❖ Recommandation du RPA :

a- Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0.20\%(L_t \times e)$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

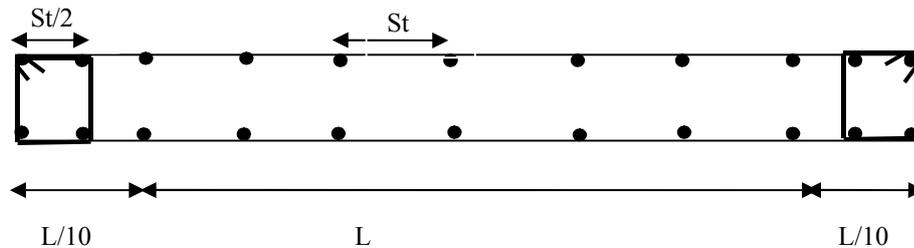


Figure V.7. Disposition des armatures dans les voiles.

b- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c-Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

d-Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux:

| | |
|-----------------------------|-----------------------------------|
| $A_{\min} = 0.15\% * e * h$ | dans la section globale du voile. |
| $A_{\min} = 0.10\% * e * h$ | dans la zone courante |
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles est : $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$.
- L'espacement : $S_t = \min(1.5e, 30\text{cm})$
- Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins 4 épingles/ m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2. ferrailage :

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du **ROBOT 2013** avec les sollicitations les plus défavorables issues des combinaisons suivantes:

- 1.35G+1.5Q
- G+Q+E
- 0.8G+E

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

❖ Voile V_{1y} :

| Etage | Section (cm ²) | Armatures horizontales (cm ² /ml) | | | | Armatures verticales (cm ² /ml) | | | |
|--------|----------------------------|--|-----------------------------|-----------------------------|---------------------|--|-----------------------------|-----------------------------|----------------------|
| | | A _{min} | A _y ⁺ | A _y ⁻ | A _{adop} | A _{min} | A _x ⁺ | A _x ⁻ | A _{adop} |
| RDC. | 20*396 | 3 | 2.80 | 2.80 | 5T10=3.92 e=25cm | 3 | 8.70 | 8.79 | 6HA14=9.23 e=20cm |
| 1 et 2 | 20*396 | 3 | 2.60 | 2.60 | 5T10=3.92 e=25cm | 3 | 7.37 | 7.37 | 6HA14=9.23 e=20cm |
| 3 et 4 | 20*396 | 3 | 1.86 | 1.86 | 5T10=3.92 e=25cm | 3 | 4.01 | 4.01 | 6T10=4.71 e=20cm |
| 5 et 6 | 20*396 | 3 | 1.26 | 1.26 | 5T10=3.92 e=25cm | 3 | 2.63 | 2.63 | 5T10=3.92 e=25cm |
| 7 | 20*396 | 3 | 1.10 | 1.10 | 5T10=3.92 e=25cm | 3 | 1.28 | 1.28 | 5T10=3.92 e=25cm |

Tab V.17 : Résultats du ferrailage du voile V_{1y}

❖ Voile V_{2y} :

| Etage | Section (cm ²) | Armatures horizontales (cm ² /ml) | | | | Armatures verticales (cm ² /ml) | | | |
|--------|-------------------------------|--|---------|---------|---------------------|--|---------|---------|---------------------|
| | | A_{min} | A_y^+ | A_y^- | A_{adop} | A_{min} | A_x^+ | A_x^- | A_{adop} |
| RDC | 20*250 | 3 | 0.98 | 0.98 | 5T10=3.92 e=25cm | 3 | 2.62 | 2.91 | 5T10=3.92 e=25cm |
| 1 et 2 | 20*250 | 3 | 0.98 | 0.98 | 5T10=3.92 e=25cm | 3 | 2.77 | 2.77 | 5T10=3.92 e=25cm |
| 3 et 4 | 20*250 | 3 | 0.98 | 0.98 | 5T10=3.92 e=25cm | 3 | 1.69 | 1.76 | 5T10=3.92 e=25cm |
| 5 et 6 | 20*250 | 3 | 0.98 | 0.98 | 5T10=3.92 e=25cm | 3 | 1.55 | 1.60 | 5T10=3.92 e=25cm |
| 7 | 20*250 | 3 | 0.98 | 1.29 | 5T10=3.92 e=25cm | 3 | 3.23 | 1.80 | 5T10=3.92 e=25cm |

Tab V.18 : Résultats du ferrailage du voile V_{2y} ❖ Voile V_{1x} :

| Etage | Section (cm ²) | Armatures verticales (cm ² /ml) | | | | Armatures horizontales (cm ² /ml) | | | |
|--------|-------------------------------|--|---------|---------|---------------------------|--|---------|---------|-----------------------|
| | | A_{min} | A_y^+ | A_y^- | A_{adop} | A_{min} | A_x^+ | A_x^- | A_{adop} |
| RDC. | 20*175 | 3 | 14.77 | 14.77 | 5HA20=15.7 e=25cm | 3 | 7.87 | 8.20 | 5T16=10.05 e=25cm |
| 1 et 2 | 20*175 | 3 | 14.39 | 14.39 | 5HA20=15.7 e=25cm | 3 | 8.61 | 8.61 | 5HA16=10.05 e=25cm |
| 3 et 4 | 20*175 | 3 | 13.28 | 13.28 | 3T20+2T16=13.43 e=25cm | 3 | 8.21 | 8.21 | 6HA14=9.23 e=20cm |
| 5 et 6 | 20*175 | 3 | 12.07 | 12.07 | 6HA16=12.07 e=20cm | 3 | 6.81 | 6.81 | 5HA14=7.69 e=25cm |
| 7 | 20*175 | 3 | 5.77 | 5.77 | 5HA14=7.69 e=25cm | 3 | 4.16 | 4.16 | 5HA12=5.65 e=25cm |

Tab V.19 : Résultats du ferrailage du voile V_{1x}

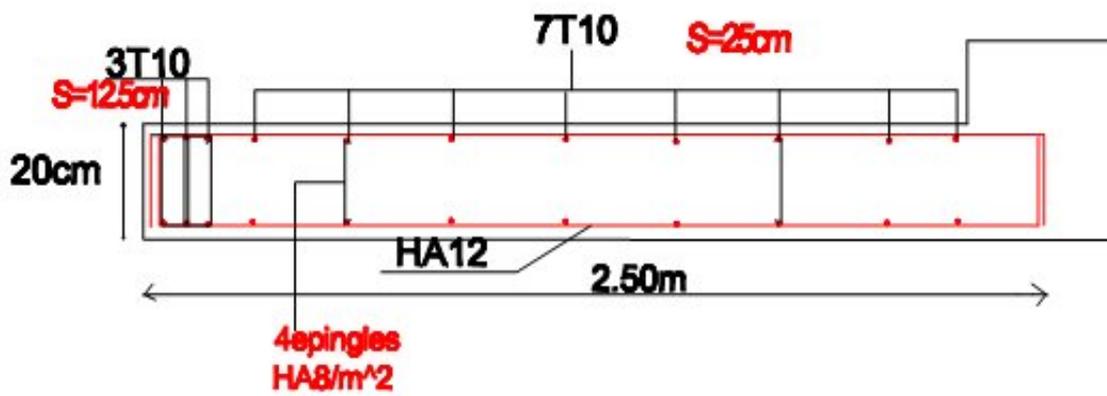
❖ Voile V_{2x} :

| Etage | Section (cm ²) | Armatures verticales (cm ² /ml) | | | | Armatures horizontales (cm ² /ml) | | | |
|--------|-------------------------------|--|---------|---------|---------------------------|--|---------|---------|-------------------------|
| | | A_{min} | A_y^+ | A_y^- | A_{adop} | A_{min} | A_x^+ | A_x^- | A_{adop} |
| RDC. | 20*150 | 3 | 12.91 | 12.91 | 3T20+2T16=13.43 e=25cm | 3 | 7.29 | 7.29 | 5HA14=7.69 e=25cm |
| 1 et 2 | 20*150 | 3 | 12.55 | 12.55 | 3T20+2T16=13.43 e=25cm | 3 | 6.65 | 6.65 | 5HA14=7.69 e=25cm |
| 3 et 4 | 20*150 | 3 | 10.13 | 10.13 | 2T16+4T14=10.17 e=25cm | 3 | 6.65 | 6.65 | 5HA14=7.69 e=25cm |
| 5 et 6 | 20*150 | 3 | 9.98 | 9.98 | 2T16+4T14=10.17 e=25cm | 3 | 5.38 | 5.38 | 5HA12=5.65 e=25cm |
| 7 | 20*150 | 3 | 5.39 | 5.39 | 5HA12=5.65 e=25cm | 3 | 2.62 | 2.62 | 2T12+3T10=4.6 e=25cm |

Tab V.20 : Résultats du ferrailage du voile V_{2x} ❖ Voile V_{3x} :

| Etage | Section (cm ²) | Armatures verticales (cm ² /ml) | | | | Armatures horizontales (cm ² /ml) | | | |
|--------|-------------------------------|--|---------|---------|-------------------------|--|---------|---------|--------------------------|
| | | A_{min} | A_y^+ | A_y^- | A_{adop} | A_{min} | A_x^+ | A_x^- | A_{adop} |
| RDC. | 20*125 | 3 | 9.19 | 9.19 | 6HA14=9.23 e=20cm | 3 | 5.54 | 5.54 | 5HA12=5.65 e=25cm |
| 1 et 2 | 20*125 | 3 | 8.10 | 8.10 | 6HA14=9.23 e=20cm | 3 | 4.83 | 4.83 | 3T12+2T10=4.91 e=25cm |
| 3 et 4 | 20*125 | 3 | 7.33 | 7.33 | 5HA14=7.69 e=25cm | 3 | 4.61 | 4.61 | 5HA12=5.65 e=25cm |
| 5 et 6 | 20*125 | 3 | 5.58 | 5.58 | 5HA12=5.65 e=25cm | 3 | 4.42 | 4.42 | 5HA12=5.65 e=25cm |
| 7 | 20*125 | 3 | 4.15 | 4.15 | 2T12+3T10=4.6 e=25cm | 3 | 3.35 | 3.35 | 2T12+3T10=4.6 e=25cm |

Tab V.21 : Résultats du ferrailage du voile V_{3x}

V.3.4 Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_{2y} (RDC)Figure V.8 Schéma de ferrailage de voile V_{y2}

CHAPITRE

VI

VI.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles représentent donc la partie la plus essentielle de l'ouvrage, puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait en basant sur les paramètres suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
- L'importance du bâtiment.
- Les dimensions des trames.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

Le rapport du sol, indique que la contrainte admissible est estimée à 1.60 bars à partir d'un ancrage de 3.50m de profondeur.

D'après le **RPA 99 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- ELU
- ELS

VI.3 Vérifications :**VI.3.1 Semelles isolées :**

Pour la semelle la plus sollicitée, on calcule : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec, N : l'effort normal agissant sur la semelle donnée à laide du robot, selon la combinaison

$G + Q + E$.

S : surface de la semelle

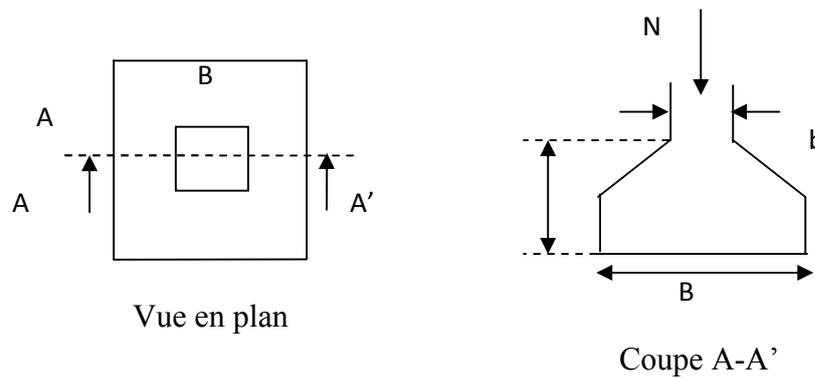


Figure VI. 1 : La semelle isolée

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$A^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{3310.89}{0.16}} = 4.55 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.3.2 Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 4 poteaux.

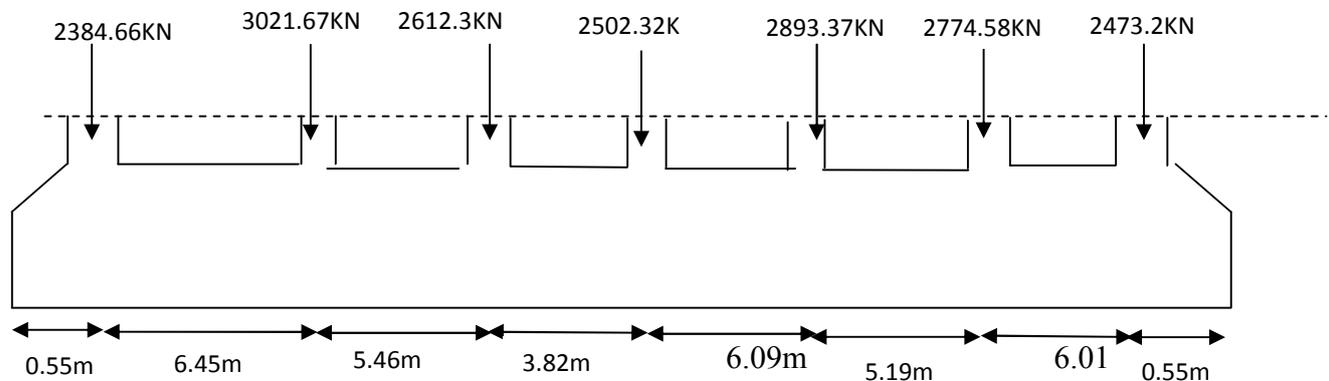


Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante.

$$\text{On doit vérifier : } \frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Avec : } N = \sum N_i + 7N_s = 22439.76KN$$

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

N_s : Poids de la semelle estimé à 20KN.

$$\text{La vérification à faire est : } \overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L} = 4.11m$$

On a la largeur de notre semelle égale à 4.11m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et ses adjacents est de 3.96m, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

VI.3.3. Vérification de Radier général

❖ **Définition** : Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

❖ **Pré dimensionnement**

a) La Condition de coffrage

$L_{max} = 5.12m$: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{512}{10} \Rightarrow h_t \geq 51.2cm; \text{ Soit } h_t = 60cm$$

$$\text{Dalle : } h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{512}{20} \Rightarrow h_r \geq 25.6cm; \text{ On prend } h_r = 40cm.$$

b) Vérification de condition de rigidité

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4 \text{MPa}$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol.(on un sol moyen donc $K=4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.12^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 75 \text{cm}$$

A partir des deux conditions on prend :

$$h_t = 80 \text{cm} \quad \text{Pour (dalle + nervure)}$$

$$h_r = 40 \text{cm} \quad \text{Pour le radier.}$$

❖ Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}, S_{rad} \geq \frac{N_u}{1.5 \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 71877.145 \text{KN}, N_u = 88538.65 \text{KN}.$$

$$S_{rad} \geq \frac{71.877145}{0.16} = 449.23 \text{m}^2, S_{rad} \geq \frac{88.538}{1.5 \times 0.16} = 368.91 \text{m}^2.$$

N_{ser}, N_u : l'efforts transmis aux fondations à l'ELS, l'ELU respectivement donnée par le robot+charges permanentes (radier + nervures + remblais + avants poteaux + avants voiles + dallage + longrines + voiles périphériques) + la contrainte de sol.

A partir du programme *SOCOTE* on mesure la surface du bâtiment

La surface du bâtiment : $S_{bat} = 657.707$

$$S_{bat} > S_{rad} = 449.23m^2.$$

$$\text{On opte } S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 657.707m^2$$

(Le radier ne comporte pas de débord)

❖ Les vérifications

a. Vérification de la poussée hydrostatique

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 3.5m

S : surface totale du bâtiment = 657.707m²

$$P = 1.5 \times 3.5 \times 657.707 = 3452.96 < N = 71877.145KN. \text{ Condition vérifiée}$$

b. Vérification au poinçonnement

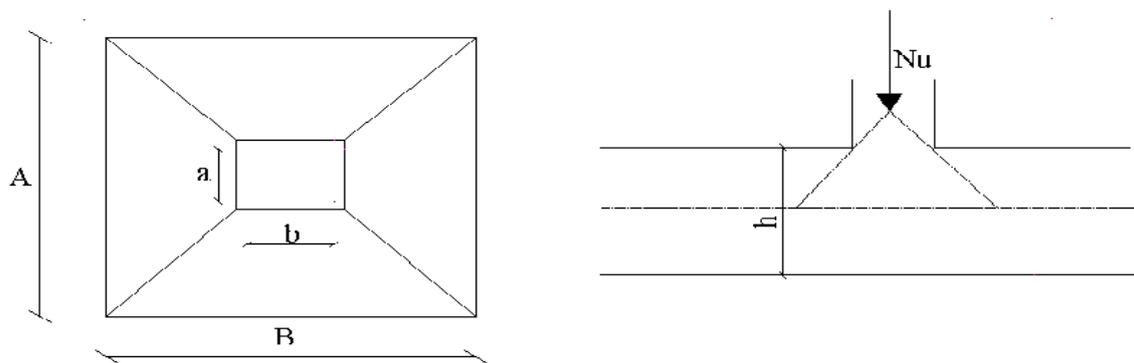


Figure VI.3 : Schéma du poinçonnement

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (BEAL, A.5.2.42)

N_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

h : hauteur du radier

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.65 \times 2 + 2 \times 0.8) \Rightarrow \mu_c = 5.8 \text{ m.}$$

$$N_u = 3267.79 \text{ KN}$$

$$N_u = 3.27 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.8 \times 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 4.54 \text{ MN. Condition vérifiée}$$

c. Vérification au cisaillement :

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

N_u : l'effort transmis aux fondations à l'ELU donnée par le robot+charges permanentes (radier + nervures + remblais + avants poteaux + avants voiles + dallage + longrines + voiles périphériques)

$$V_u = \frac{88538.65 \times 5.12 \times 1}{2 \times 657.707} = 344.62 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{344.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.957 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa. Condition vérifiée, donc pas risque de}$$

cisaillement dans le radier.

d. Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (DTR BC 2.33.1 (article : 3.5.4.1.(a)).

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol} \quad ; \quad \sigma_x = \frac{N'}{S} \pm \frac{M_x}{I_x} \times x_G \quad \text{et} \quad \sigma_y = \frac{N'}{S} \pm \frac{M_y}{I_y} \times y_G$$

A partir du programme SOCOTECon trouve :

$I_x = 20939.8072 \text{ m}^4$, et $X_G = 16.27\text{m}$; $I_y = 61118.1215\text{m}^4$, et $Y_G = 9.77\text{m}$.

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N' : l'effort normal dû aux charges verticales.

$N'=71877.145\text{KN}$

- **Sens X-X** : $N' = 71877.145\text{KN}$ et $M_x = 111004.43\text{KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.161\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.0574\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.135\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.16\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y** : $N' = 71877.145\text{KN}$; $M_y = 14470.63\text{KN.m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.113\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.105\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.111\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.16\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans les deux sens.

E .Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ *RPA99 (article 10.1.5)*

- **Dans le sens X-X** : $e = \frac{111004.43}{71877.145} \Rightarrow e = 1.544\text{m} < \frac{33.57}{4} = 8.39\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

- **Dans le sens Y-Y**: $e = \frac{14470.63}{71877.145} \Rightarrow e = 0.201\text{m} < \frac{19.89}{4} = 4.97\text{m} \dots\dots \text{Vérifier}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

❖ **Ferraillage**• **La dalle du radier**

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus

Défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier de dimension $L_x = 6.09m$; $L_y = 5.77m$.

• **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{88538.65}{657.707} = 134.61 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{71877.145}{657.707} = 109.28 \text{KN} / \text{m}^2$$

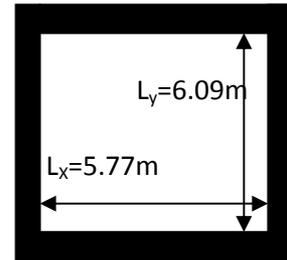


Figure VI.4: Schéma d'une dalle sur quatre appuis

N_u, N_s : l'effort transmis aux fondations à l'ELU et à l'ELS donnée par le robot+charges permanentes (radier + nervures + remblais + avants poteaux + avants voiles + dallage + longrines + voiles périphériques).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.95 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 183.74 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 163.06 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 156.179 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 138.60 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -91.87 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -81.53 \text{KN.m} \end{cases}$$

Le ferraillage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.4) \text{m}^2$.

• **Condition de non fragilité**

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008; h_r = 40cm; b=100cm; \rho = 0.95$

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 3.28cm^2 \\ A_{min}^y = 3.2cm^2 \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

| Localisation | | Moment (KN.m) | A calculée (cm ²) | A _{Min} (cm ²) | A adoptée (cm ²) | Espacement (cm) |
|--------------|-----------|---------------|-------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|-----------------|
| Sens xx | En travée | 156.179 | 9.05 | 3.28 | 6HA14=9.23 | 20 |
| | En appuis | 91.87 | 5.23 | | 5HA12=5.65 | 25 |
| Sens yy | En travée | 138.60 | 8.47 | 3.2 | 6HA14=9.23 | 20 |
| | En appuis | 81.53 | 4.98 | | 5HA12=5.65 | 25 |

Tableau VI.1 : Tableau du ferrailage du radier à ELU

▪ **Calcul a l'ELU :**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{1.5} = 1.16MPa.$$

$$V_y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_y = 182.9KN$$

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \Rightarrow V_x = 215.05KN$$

$$\Rightarrow V_{max} = 215.05KN$$

$$\tau_u = \frac{215.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} \Rightarrow \tau_u = 0.597MPa < 1.16MPa \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

• **État limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Localisation | | M _{ser} (KN.m) | A (cm ²) | Y (cm) | σ _{bc} (MPa) | Observation |
|--------------|-----------|-------------------------|----------------------|--------|-----------------------|-------------|
| Sens xx | En travée | 126.79 | 8.07 | 8.04 | 9.47 | Vérifiée |
| | En appui | 74.58 | 4.69 | 5.9 | 7.30 | Vérifiée |
| Sens yy | En travée | 112.53 | 7.79 | 7.92 | 8.89 | Vérifiée |
| | En appui | 66.19 | 4.51 | 5.71 | 6.32 | Vérifiée |

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton

• **La contrainte dans l'acier**

➤ On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

➤ $\sigma_s = 15x \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min[\frac{2}{3} \times f_e; (110n \times f_{ij})^{0.5}] = 201.63$

| Sens | Moments | Valeurs (KN .m) | A _{cal} (cm ² /ml) | y (cm) | I (cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _s (MPa) | Observation |
|------|----------------|-----------------|--|--------|----------------------|-----------------------|----------------------|--------------|
| x-x | M _t | 126.79 | 8.07 | 8.04 | 107617 | 9.47 | 373.89 | Non vérifiée |
| | M _a | 74.58 | 4.69 | 5.9 | 60253 | 7.30 | 359.46 | Non vérifiée |
| y-y | M _t | 112.53 | 7.79 | 7.92 | 100231 | 8.89 | 331.84 | Non vérifiée |
| | M _a | 66.19 | 4.51 | 5.71 | 59798 | 6.32 | 318.99 | Non vérifiée |

Tableau VI.3 : vérification des contraintes d'acier.

On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ dans les deux sens n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\overline{\sigma}_s$.

La méthode de calcul à suivre est celle de **BAEL**

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s}; \quad \cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}};$$

$$\alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos \left(40^\circ + \frac{\varphi}{3} \right);$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28};$$

$$A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \sigma_s}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| | | M(KNm) | λ | φ (°) | α | σ_s MPa | A_{cal} cm ² | A_{mi} cm ² | A_{ad} cm ² /ml | S_t (cm) |
|-------------|--------|--------|-----------|---------------|----------|----------------|---------------------------|--------------------------|------------------------------|------------|
| Sens x-x | Travée | 126.79 | 1.12 | 29.8 | 0.28 | 6.76 | 10.12 | 3.28 | 6HA16 | 20 |
| | Appui | 74.58 | 1.066 | 25.8 | 0.2 | 3.49 | 5.72 | 3.2 | 6HA12 | 20 |
| Sens y-y | Travée | 112.53 | 1.096 | 28.3 | 0.27 | 6.14 | 9.98 | 3.28 | 5HA16 | 25 |
| | Appui | 66.19 | 1.051 | 23.7 | 1.94 | 3.13 | 5.66 | 3.2 | 6HA12 | 20 |

Tableau VI.4. Résumé des résultats de ferrailage à ELS de radier

• Schéma de ferrailage

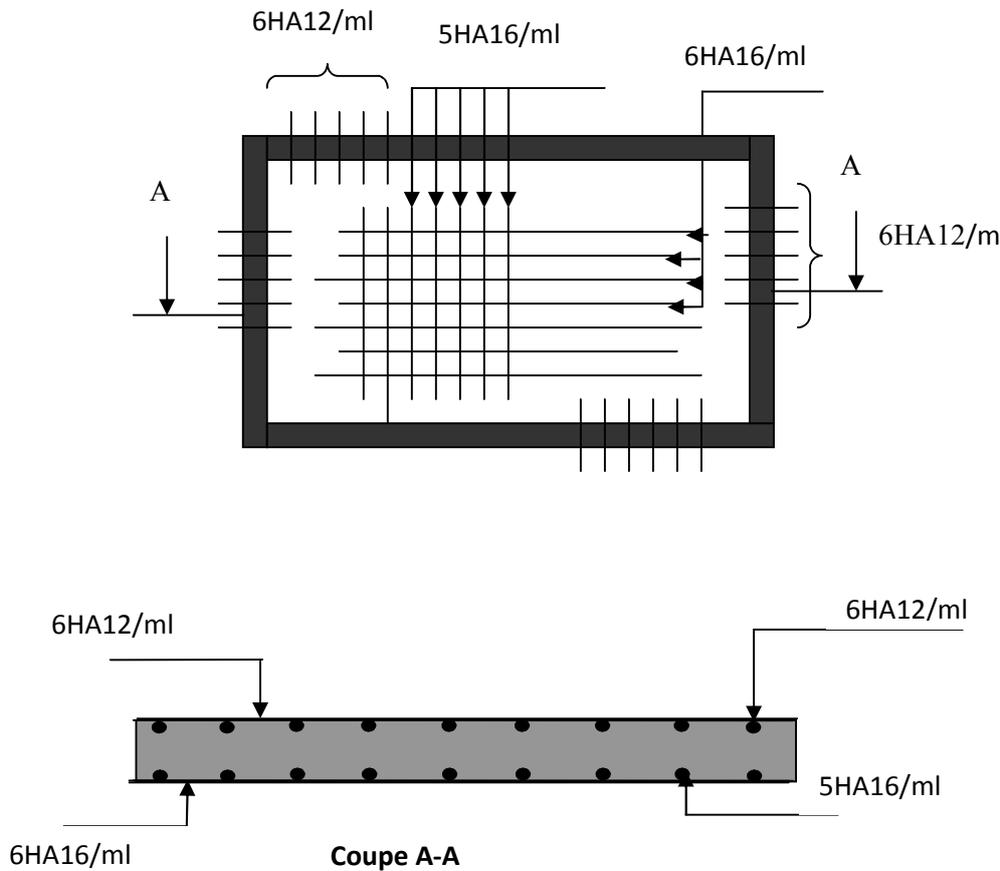


Fig.VI.5 : schéma ferrailage de radier

VI.3.4 Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

❖ **Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations**

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdales et les charges triangulaires par des charges uniformément réparties.

▪ **Charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec : $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$; $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$

▪ Charges triangulaires

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

$$q_u = 134.61KN/m^2$$

$$q_s = 109.28KN/m^2$$

• Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : l'_g et l'_d sont les longueurs fictives.

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$M_r = 0$ Mais en raison d'équilibrer les moments fictifs, le BAEL préconise de mettre une section d'aciers de fissuration.

$$M_a = 0.15 \times M_{0max} \text{ Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

• Moment en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l}) \quad ; \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

• Sens longitudinal (x-x)

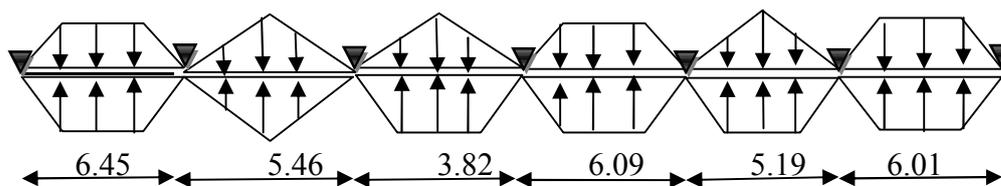


Figure VI.6: Sollicitations sur nervure la plus sollicitée suivant (x-x)

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

| Travée | L(m) | L'(m) | P(kN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t ^{max} (KN.m) | V (KN) |
|--------|------|-------|---------|--------------------------|--------------------------|---|-----------|
| A-B | 6.01 | 6.01 | 550.23 | 0 | -1773.97 | 1676.46 | 1653.25 |
| B-C | 5.19 | 4.152 | 472.28 | -1773.97 | -1254.44 | 86.56 | 1225.30 |
| C-D | 6.09 | 4.87 | 603.23 | -1254.44 | -1169.4 | 1584.68 | 1736.8 |
| D-E | 3.82 | 3.056 | 345 | --1169.4 | -1105.21 | -507.66 | 659.02 |
| E-F | 5,46 | 4.37 | 490 | -1105.21 | -2110.32 | 252.71 | 1337.26 |
| F-G | 6.45 | 6.45 | 619.76 | -2110.32 | 0 | 2254.14 | 1997.62 |

Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (xx) à ELU.

| Travée | L(m) | L'(m) | P(kN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t ^{max} (KN.m) |
|--------|------|-------|---------|-----------------------|--------------------------|---|
| A-B | 6.01 | 6.01 | 509.64 | 0 | -1655.67 | 1547.64 |
| B-C | 5.19 | 4.152 | 452.62 | -1655.67 | -1309.31 | 46.40 |
| C-D | 6.09 | 4.87 | 583.26 | --1309.31 | -1078.57 | 1440.74 |
| D-E | 3.82 | 3.056 | 275.25 | -1078.57 | -535.71 | -268.39 |
| E-F | 5,46 | 4.37 | 308.56 | -535.71 | -1931.31 | 22.69 |
| F-G | 6.45 | 6.45 | 565.98 | -1931.31 | 0 | 2067.43 |

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinale (xx) à ELS.

• Sens transversal (y-y)

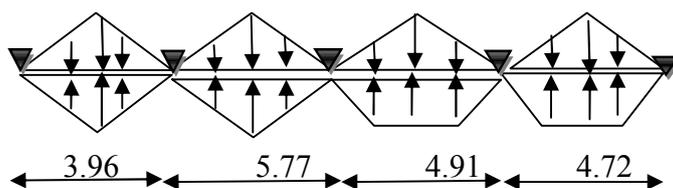


Figure VI.7: Sollicitations sur nervure la plus sollicitée suivant (y-y)

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

| Travée | L(m) | L'(m) | P(kN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t ^{max} (KN.m) | V(KN) |
|--------|------|-------|---------|-----------------------|-----------------------|--------------------------------------|---------|
| A-B | 3.96 | 3.96 | 355.37 | 0 | -1002.41 | 285.53 | 703.25 |
| B-C | 5.77 | 4.616 | 518.65 | -1002.41 | -1134.72 | 1086.78 | 1493.35 |
| C-D | 4.91 | 3.93 | 517.67 | -1134.72 | -1066.47 | 463.57 | 1274.32 |
| D-E | 4.72 | 4.72 | 448.72 | -1066.47 | 0 | 542.77 | 1059.02 |

Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversale (yy) à ELU.

| Travée | L(m) | L'(m) | q(KN/m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t ^{max} (KN.m) |
|--------|------|-------|---------|-----------------------|-----------------------|--------------------------------------|
| A-B | 3.96 | 3.96 | 288.49 | 0 | --813.78 | 231.79 |
| B-C | 5.77 | 4.616 | 420.36 | -813.78 | -895.96 | 897.24 |
| C-D | 4.91 | 3.93 | 394.11 | -895.96 | -874.06 | 302.66 |
| D-E | 4.72 | 4.72 | 385.78 | -874.06 | 0 | 681.73 |

Tableau VI.8. Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversale (yy) à ELS

- **Les sollicitations maximales**

| Localisation | travée | Appui |
|-----------------------|---------|---------|
| M _U (KN.m) | 2254.14 | 2110.32 |
| M _S (KN.m) | 2067.43 | 1931.31 |
| V(KN) | 1997.62 | |

Tableau VI.9. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinale (xx).

| Localisation | travée | Appui |
|-----------------------|---------|---------|
| M _U (KN.m) | 1086.78 | 1134.72 |

| | | |
|----------------------------|---------|--------|
| M_s(KN.m) | 897.24 | 895.96 |
| V(KN) | 1493.35 | |

Tableau VI.10. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal (yy).

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

$h=0.80m$

$h_0=0.40m$

$b_0=0.65m$

$d=0.72m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{6.45}{10}; \frac{5.77}{2})$

$b_1 \leq \min(0.645; 2.885)$

soit : $b_1 = 0.645m$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.94m$

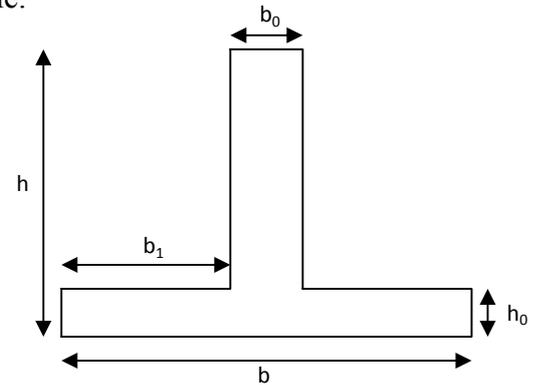


Fig. .VI.8. Section à ferrailer

▪ **Calcul de la section d'armature longitudinale**

Ferraillage en travée

$M_{travée} = 2254.14KN.m$

$M_{TU} = bh_o f_{bu} (d - 0,5h_o) = 1.94 \times 0.4 \times 14,2 \times 10^3 (0,72 - 0,5 \times 0,4) = 5729.98 KN.m$

$M_{TU} > M_{travée}$

Béton Armé IUP

GCI3 (Article 4.4.2)

L'axe neutre passe par la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire de $b \cdot h$ ($b=1.94\text{ cm}$; $h=0.8\text{ cm}$).

$\mu_{bu} = \frac{M_{travée}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2254.14 \times 10^6}{1940 \times 720^2 \times 14,2} = 0,15 < 0.186$

Donc Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$)

\Rightarrow Pivot A: $\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348Mpa$

$$\mu_l = 0.392 ; \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \quad A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.15}) = 0.2$$

$$Z = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.2) = 0.66m$$

$$A_t = \frac{2254.14 \times 10^{-3}}{348 \times 0.69} = 89.14 \times 10^{-4} m^2$$

Remarque :

on remarque que la section de ferrailage est grande donc on propose d'augmenter la section de la nervure jusqu'à **(100x70)**.

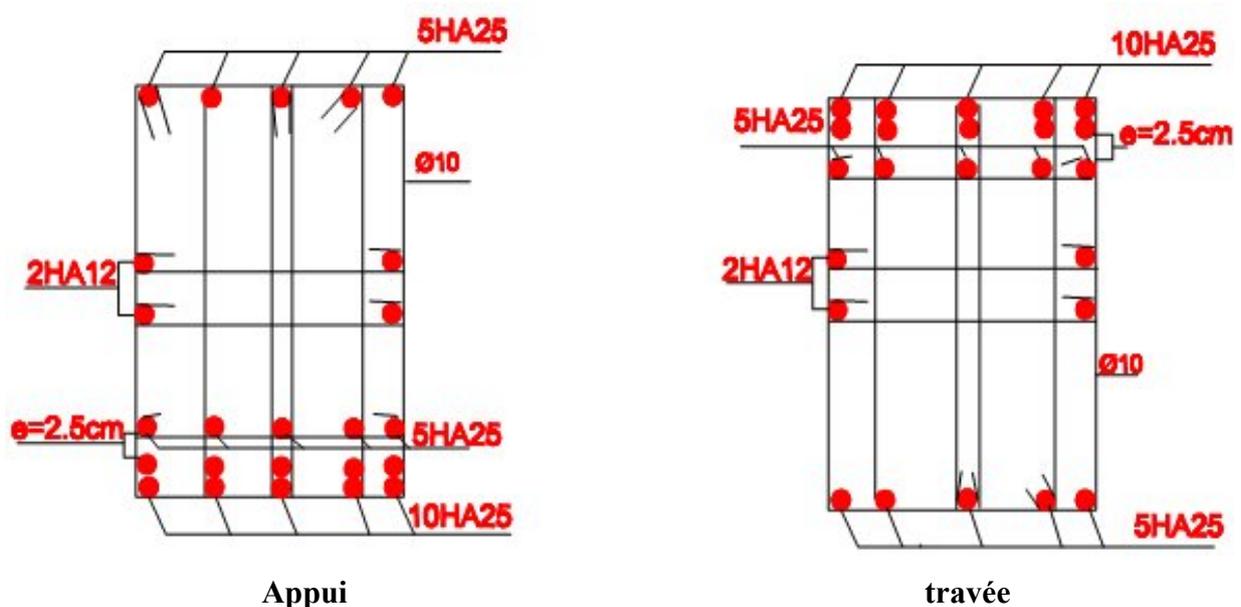
Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

| Sens | Localisation | $M_u(KNm)$ | $A_{cal}(cm^2)$ | $A_{min}(cm^2)$ | $A_{adopté}(cm^2)$ |
|------|--------------|------------|-----------------|-----------------|--------------------|
| X-X | Travée | 2245.14 | 73.06 | 16.86 | 15HA25=73.59 |
| | Appui | 2110.32 | 72.6 | 5.65 | 15HA25=73.75 |
| Y-Y | Travée | 1086.78 | 35.2 | 16.86 | 8HA25=39.25 |
| | Appui | 1134.72 | 37.5 | 5.65 | 8HA25=39.25 |

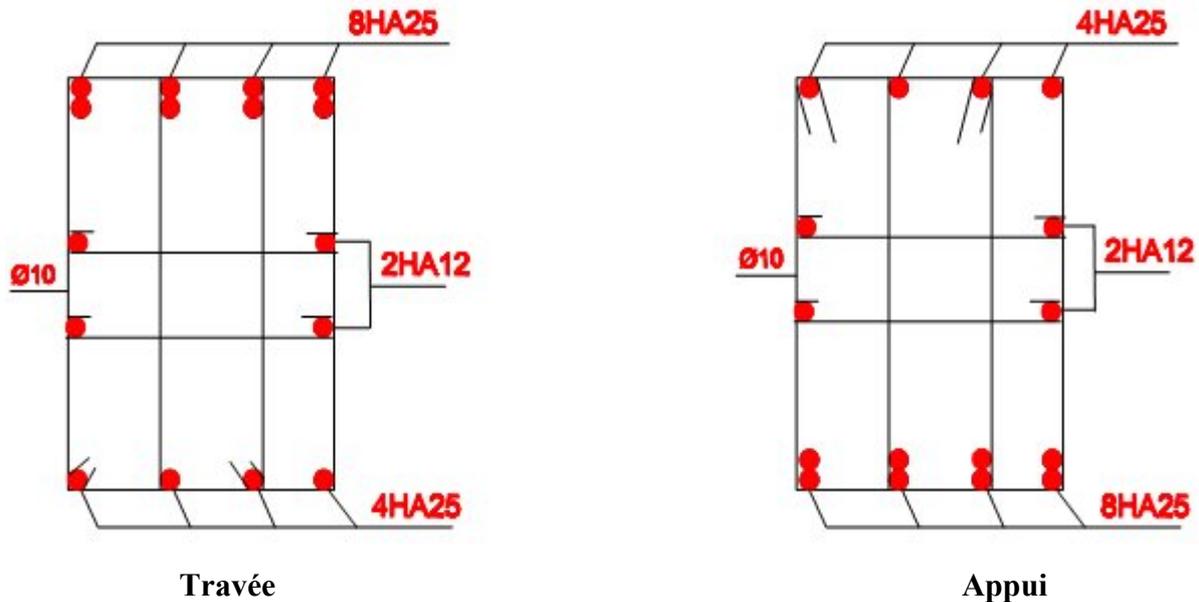
Tableau VII.11. Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier

Schéma de ferrailage :

Sens XX



Sens YY



- Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$\sigma_s = 15x \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e; (110n \times f_{ij})^{0.5}\right] = 201.63$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

| Sens | Localisation | $M_{ser}(KNm)$ | $\sigma_b (MPa)$ | $\bar{\sigma}_b (MPa)$ | $\sigma_s (MPa)$ | $\bar{\sigma}_s (MPa)$ |
|------|--------------|----------------|------------------|------------------------|------------------|------------------------|
| X-X | Travée | 2067.43 | 0.48 | 15 | 78.63 | 201.63 |
| | Appui | 1931.31 | 0.45 | 15 | 83.17 | 201.63 |
| Y-Y | Travée | 897.24 | 4.06 | 15 | 34.12 | 201.63 |
| | Appui | 895.96 | 4.12 | 15 | 38.58 | 201.63 |

Tableau VII.12. Vérification des contraintes à l'ELS.

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 1.987 MN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 1.42 MPa < 2.5 MPa.$$

- Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(22.85, 40, 14) = 14mm$$

Soit $\phi_t = 10mm$.

- Espacement des aciers transversaux :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{t\min}; 30cm\right) \Rightarrow S_t = \min(20; 24; 30)$$

Soit $S_t = 15cm$.

VI.3.5. Etude du voile périphérique :

Selon le **RPA99**, les ossatures au dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.3.5.1. Dimensionnement des voiles :

La hauteur $h = (350-80) = 270m$.

La longueur $L = 6.09m$.

L'épaisseur $e = 20$ cm.

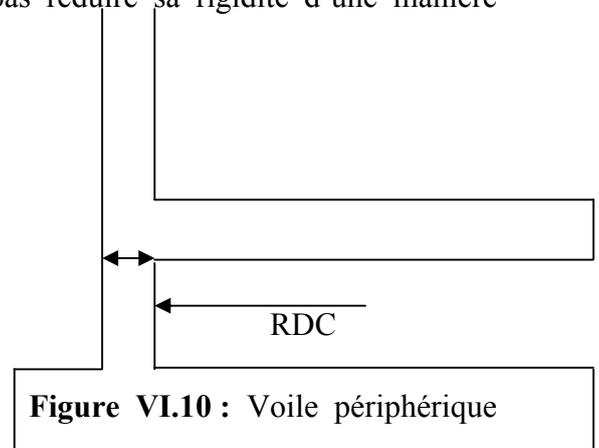


Figure VI.10 : Voile périphérique

VI.3.5.2. Caractéristiques du sol :

Selon rapport de sol on a :

Le poids spécifique $\gamma_h = 17.50KN / m^3$

L'angle de frottement $\varphi = 22.15^\circ$

La cohésion $c = 1.17$ bars

VI.3.5.3. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h * (\gamma * \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 * c * \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 2.70 * (17.50 * \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{22.15}{2}) - 2 * 1.17 * \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{22.15}{2})) = 17.13 \text{ KN / ml}$$

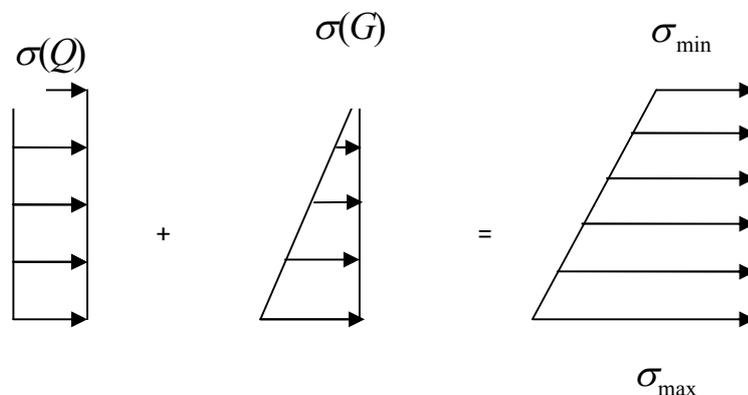
- **Surcharge accidentelle :** $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q * \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$Q = 4.52 \text{ KN/ml}$$

VI.3.5.4. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



- **A L'ELU**

$$\sigma_{\min} = 1,5 * Q = 6.78 \text{ KN / m}^2$$

Figure VI. 11 : Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1,5 * Q = 29.90 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 24.12 \text{ KN / m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} * 1 = 24.12 \text{ KN / ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.70 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 6.09 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.44 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille suivant les 2 sens.}$$

$$\alpha = 0.44 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.1049 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{o_x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 18.44 \text{ KN.m} \\ M_{o_y} = M_{o_x} \times \mu_y = 4.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t_x} = 0.85 * M_{o_x} = 15.67 \text{ KN.m} \\ M_{t_y} = 0.85 * M_{o_y} = 3.92 \text{ KN.m} \\ M_{ap} = 0.3 * M_{o_x} = 5.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.1\% * b * h \quad \text{Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{\min} = \frac{0.1 * 20 * 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau qui suit :

| Sens | Position | M(KN*m) | A(cm ² /ml) | A(cm ² /ml) | A(cm ² /ml) |
|------|----------|---------|------------------------|------------------------|------------------------|
| XX | travée | 15.67 | 1.97 | 2 | 5HA8=2.51 |
| | appui | 5.53 | 0.73 | 2 | 5HA8=2.51 |
| YY | travée | 3.92 | 0.48 | 2 | 5HA8=2.51 |
| | appui | 5.53 | 0.73 | 2 | 5HA8=2.51 |

Tableau VI.14 : Ferrailage du voile périphérique

▪ **Espacement**

- En travée :

Armature // Lx : St=25cm.

Armature // Ly : St=25cm.

- Aux appuis :

Armature // Lx: St=25cm.

Armature // Ly: St=25cm.

VI.3.5.5. Vérifications nécessaires :

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

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \cdot f_{c28} ; 3MPa) = 2.5 MPa$, fissuration nuisible.

On a $V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{24.12 \cdot 6.09}{2} = 73.45 KN$

$\tau_u = 0.367 MPa < \bar{\tau}$ (Condition vérifiée).

- **Condition de non-fragilité :**

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$A_x^{\min} = 2cm^2$ (vérifié).

$A_y^{\min} = 1.6cm^2$ (vérifié).

- **Vérification A l'ELS :**

$\sigma_{\min} = 1 \cdot Q = 4.52 KN / m^2$

$\sigma_{\max} = 1 \cdot G = 17.13 KN / m^2$

$q_s = (\sigma_{\min} + 3\sigma_{\max}) / 4 = 13.98 KN / m^2$

$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.3155 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_{0x} = 10.96 KN.m \\ M_{0y} = 3.46 KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 9.32 KN.m \\ M_{ty} = 2.94 KN.m \\ M_{ap} = 3.28 KN.m \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$.

$\sigma_s = 15x \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min[\frac{2}{3} \times f_e ; (110n \times f_{ij})^{0.5}] = 201.63$

| Sens | Moments | Valeurs (KNm) | σ_{bc} (MPa) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) |
|------|---------|---------------|---------------------|------------------|---------------------------|------------------------|
| x-x | M_t | 9.32 | 2.98 | 132.73 | 15 | 201.63 |
| | M_a | 3.28 | 1.17 | 63.21 | 15 | 201.63 |
| y-y | M_t | 2.94 | 1.03 | 56.32 | 15 | 201.63 |
| | M_a | 3.28 | 1.17 | 63.21 | 15 | 201.63 |

Tab VI.15: Vérification des contraintes

On constate que les contraintes des l'acier et du béton sont vérifiées.

VI.3.5.6.Schéma de ferrailage du voile périphérique :

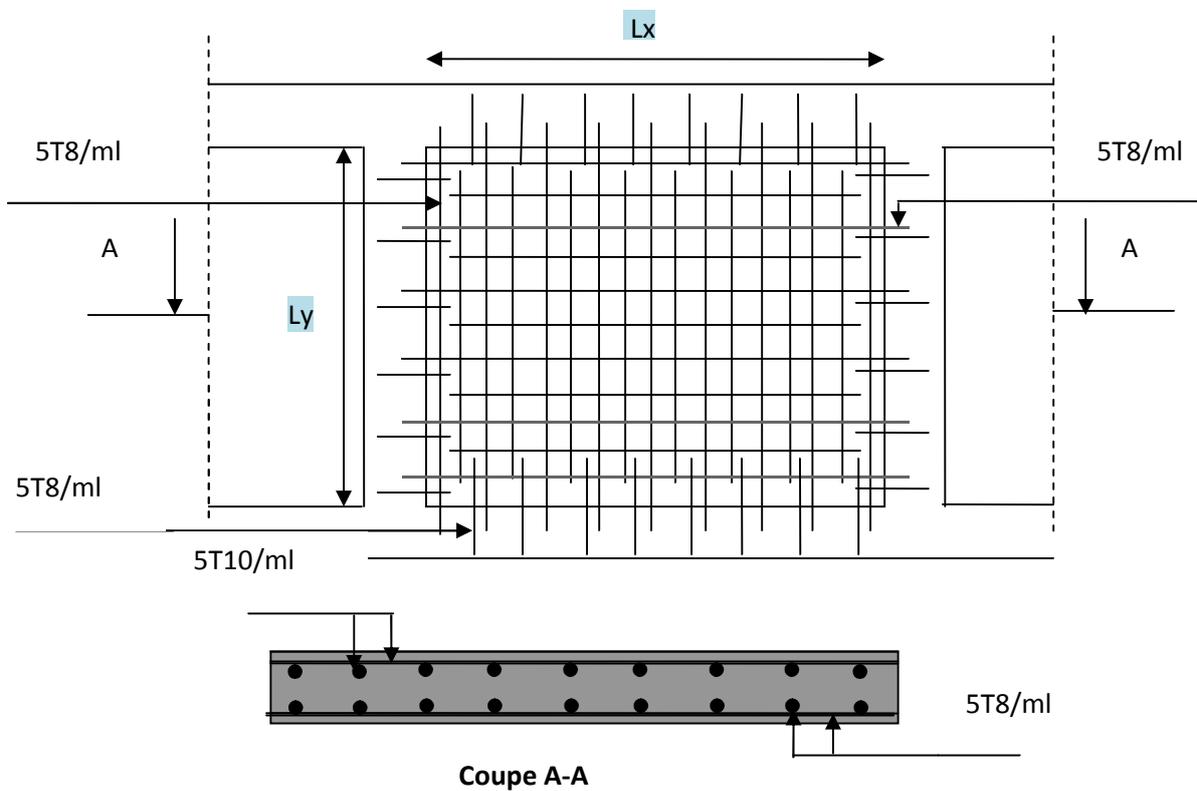


Figure. VI.12: Schéma de ferrailage du voile Périphérique.

CONCLUSION

GENERALE

Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériennes.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

| | |
|---|--|
| <i>A (ou A_s ou A_l)</i> | : Aire d'une section d'acier (longitudinal) |
| <i>A_t</i> | : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales |
| <i>B</i> | : Aire d'une section de béton |
| <i>E_s</i> | : Module de Young de l'acier |
| <i>E_{ij}</i> | : Module de Young instantané a l'âge de <i>j</i> jours |
| <i>E_{vj}</i> | : Module de Young diffère à l'âge de <i>j</i> jours |
| <i>F</i> | : Force ou action en général |
| <i>I₁</i> | : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS) |
| <i>M_{ser}</i> | : Moment fléchissant de calcul de service |
| <i>M_u</i> | : Moment fléchissant de calcul ultime |
| <i>N_{ser}</i> | : Effort normal de calcul de service |
| <i>N_u</i> | : Effort normal de calcul ultime |
| <i>P</i> | : Action permanente |
| <i>Q</i> | : Action d'exploitation |
| <i>V_u</i> | : Effort tranchant de calcul ultime |
| <i>a</i> | : Largeur d'un poteau ou d'un voile |
| <i>b</i> | : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau |
| <i>b₀</i> | : Largeur de l'âme d'une poutre |
| <i>d (et d_0)</i> | : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus Comprimée de la section de béton |
| <i>e</i> | : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle |
| <i>f_e</i> | : Limite d'élasticité de l'acier |
| <i>f_{cj}</i> | : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de <i>j</i> jours |
| <i>f_{tj}</i> | : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de <i>j</i> jours |
| <i>g</i> | : Charge permanente unitaire |
| <i>h</i> | : Hauteur d'une poutre, d'une fondation |
| <i>h₀</i> | : Hauteur du talon d'une poutre |
| <i>h₁</i> | : Hauteur du hourdis d'une poutre |
| <i>j</i> | : Nombre de jours de maturité du béton |
| <i>L</i> | : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau |
| <i>L_f</i> | : Longueur de flambement. |
| <i>n</i> | : Coefficient d'équivalence acier-béton. |
| <i>q</i> | : Charge permanente unitaire. |

| | |
|--------------------|---|
| S_t | : Espacement des armatures transversales. |
| y_1 | : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS. |
| y_u | : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU. |
| z (ou z_b) | : Bras de levier du couple de flexion. |
| a_u | : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU. |
| γ_s | : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (<i>gamma</i>). |
| γ_b | : Coefficient partiel de sécurité sur le béton. |
| ϵ_{bcmax} | : Déformations maximale du béton comprimé (<i>epsilon</i>). |
| ϵ_{st} | : Déformations des armatures tendues. |
| ϵ_{sc} | : Déformations des armatures comprimées. |
| η | : Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>eta</i>). |
| λ | : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>). |
| μ_{ser} | : Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>). |
| μ_u | : Moment ultime réduit à l'ELU. |
| ν | : Coefficient de poisson (<i>nu</i>). |
| ρ | : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>). |
| σ | : Contrainte normale (<i>sigma</i>). |
| σ_{bc} | : Contrainte maximale du béton comprimé. |
| σ_{st} | : Contrainte dans les aciers tendus. |
| σ_{sc} | : Contrainte dans les aciers comprimés. |
| τ | : Contrainte tangente (<i>tau</i>). |
| τ_u | : Contrainte tangente conventionnelle. |
| τ_s | : Contrainte d'adhérence. |
| τ_{se} | : Contrainte d'adhérence d'entraînement. |
| φ | : Coefficient de fluage (<i>phi</i>). |
| Φ_l | : Diamètre d'une armature longitudinale. |
| Φ_t | : Diamètre d'une armature transversale. |
| ψ_s | : Coefficient de scellement relatif à une armature (<i>psi</i>). |

Bibliographie

- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91). Edition Eyrolles.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93), Edition CGS.
- Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2), Edition CGS.
- Cours Béton armé.....université de Bejaia.
- Cours Dynamique des structures.....université de Bejaia.
- Logiciel d'analyse des structures ROBOT millenium/version.13.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

ANNEXES

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

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

Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

| $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ | ELU $\nu = 0$ | | ELS $\nu = 0.2$ | |
|----------------------------|---------------|---------|-----------------|---------|
| | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y |
| 0.40 | 0.1101 | 0.2500 | 0.0121 | 0.2854 |
| 0.41 | 0.1088 | 0.2500 | 0.1110 | 0.2924 |
| 0.42 | 0.1075 | 0.2500 | 0.1098 | 0.3000 |
| 0.43 | 0.1062 | 0.2500 | 0.1087 | 0.3077 |
| 0.44 | 0.1049 | 0.2500 | 0.1075 | 0.3155 |
| 0.45 | 0.1036 | 0.2500 | 0.1063 | 0.3234 |
| 0.46 | 0.1022 | 0.2500 | 0.1051 | 0.3319 |
| 0.47 | 0.1008 | 0.2500 | 0.1038 | 0.3402 |
| 0.48 | 0.0994 | 0.2500 | 0.1026 | 0.3491 |
| 0.49 | 0.0980 | 0.2500 | 0.1013 | 0.3580 |
| 0.50 | 0.0966 | 0.2500 | 0.1000 | 0.3671 |
| 0.51 | 0.0951 | 0.2500 | 0.0987 | 0.3758 |
| 0.52 | 0.0937 | 0.2500 | 0.0974 | 0.3853 |
| 0.53 | 0.0922 | 0.2500 | 0.0961 | 0.3949 |
| 0.54 | 0.0908 | 0.2500 | 0.0948 | 0.4050 |
| 0.55 | 0.0894 | 0.2500 | 0.0936 | 0.4150 |
| 0.56 | 0.0880 | 0.2500 | 0.0923 | 0.4254 |
| 0.57 | 0.0865 | 0.2582 | 0.0910 | 0.4357 |
| 0.58 | 0.0851 | 0.2703 | 0.0897 | 0.4456 |
| 0.59 | 0.0836 | 0.2822 | 0.0884 | 0.4565 |
| 0.60 | 0.0822 | 0.2948 | 0.0870 | 0.4672 |
| 0.61 | 0.0808 | 0.3075 | 0.0857 | 0.4781 |
| 0.62 | 0.0794 | 0.3205 | 0.0844 | 0.4892 |
| 0.63 | 0.0779 | 0.3338 | 0.0831 | 0.5004 |
| 0.64 | 0.0765 | 0.3472 | 0.0819 | 0.5117 |
| 0.65 | 0.0751 | 0.3613 | 0.0805 | 0.5235 |
| 0.66 | 0.0737 | 0.3753 | 0.0792 | 0.5351 |
| 0.67 | 0.0723 | 0.3895 | 0.0780 | 0.5469 |
| 0.68 | 0.0710 | 0.4034 | 0.0767 | 0.5584 |
| 0.69 | 0.0697 | 0.4181 | 0.0755 | 0.5704 |
| 0.70 | 0.0684 | 0.4320 | 0.0743 | 0.5817 |
| 0.71 | 0.0671 | 0.4471 | 0.0731 | 0.5940 |
| 0.72 | 0.0658 | 0.4624 | 0.0719 | 0.6063 |
| 0.73 | 0.0646 | 0.4780 | 0.0708 | 0.6188 |
| 0.74 | 0.0633 | 0.4938 | 0.0696 | 0.6315 |
| 0.75 | 0.0621 | 0.5105 | 0.0684 | 0.6447 |
| 0.76 | 0.0608 | 0.5274 | 0.0672 | 0.6580 |
| 0.77 | 0.0596 | 0.5440 | 0.0661 | 0.6710 |
| 0.78 | 0.0584 | 0.5608 | 0.0650 | 0.6841 |
| 0.79 | 0.0573 | 0.5786 | 0.0639 | 0.6978 |
| 0.80 | 0.0561 | 0.5959 | 0.0628 | 0.7111 |
| 0.81 | 0.0550 | 0.6135 | 0.0617 | 0.7246 |
| 0.82 | 0.0539 | 0.6313 | 0.0607 | 0.7381 |
| 0.83 | 0.0528 | 0.6494 | 0.0596 | 0.7518 |
| 0.84 | 0.0517 | 0.6678 | 0.0586 | 0.7655 |
| 0.85 | 0.0506 | 0.6864 | 0.0576 | 0.7794 |
| 0.86 | 0.0496 | 0.7052 | 0.0566 | 0.7932 |
| 0.87 | 0.0486 | 0.7244 | 0.0556 | 0.8074 |
| 0.88 | 0.0476 | 0.7438 | 0.0546 | 0.8216 |
| 0.89 | 0.0466 | 0.7635 | 0.0537 | 0.8358 |
| 0.90 | 0.0456 | 0.7834 | 0.0528 | 0.8502 |
| 0.91 | 0.0447 | 0.8036 | 0.0518 | 0.8646 |
| 0.92 | 0.0437 | 0.8251 | 0.0509 | 0.8799 |
| 0.93 | 0.0428 | 0.8450 | 0.0500 | 0.8939 |
| 0.94 | 0.0419 | 0.8661 | 0.0491 | 0.9087 |
| 0.95 | 0.0410 | 0.8875 | 0.0483 | 0.9236 |
| 0.96 | 0.0401 | 0.9092 | 0.0474 | 0.9385 |
| 0.97 | 0.0392 | 0.9322 | 0.0465 | 0.9543 |
| 0.98 | 0.0384 | 0.9545 | 0.0457 | 0.9694 |
| 0.99 | 0.0376 | 0.9771 | 0.0449 | 0.9847 |
| 1.00 | 0.0368 | 1.0000 | 0.0441 | 0.1000 |

Annexe II

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx *$

L_y

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.5$

| | u/Lx v/Ly | 0.0 | 0.1 | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9 | 1.0 |
|-----------------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Valeur de M_1 | 0.0 | / | 0.270 | 0.222 | 0.189 | 0.167 | 0.150 | 0.134 | 0.122 | 0.111 | 0.101 | 0.092 |
| | 0.1 | 0.300 | 0.245 | 0.210 | 0.183 | 0.164 | 0.147 | 0.132 | 0.120 | 0.109 | 0.099 | 0.090 |
| | 0.2 | 0.247 | 0.219 | 0.194 | 0.172 | 0.156 | 0.140 | 0.128 | 0.116 | 0.106 | 0.097 | 0.088 |
| | 0.3 | 0.212 | 0.193 | 0.176 | 0.160 | 0.143 | 0.133 | 0.122 | 0.110 | 0.102 | 0.093 | 0.085 |
| | 0.4 | 0.188 | 0.147 | 0.160 | 0.147 | 0.135 | 0.124 | 0.114 | 0.104 | 0.096 | 0.088 | 0.080 |
| | 0.5 | 0.168 | 0.156 | 0.145 | 0.134 | 0.124 | 0.114 | 0.105 | 0.097 | 0.089 | 0.081 | 0.075 |
| | 0.6 | 0.152 | 0.142 | 0.132 | 0.123 | 0.114 | 0.105 | 0.098 | 0.090 | 0.083 | 0.075 | 0.068 |
| | 0.7 | 0.137 | 0.128 | 0.119 | 0.111 | 0.103 | 0.096 | 0.088 | 0.082 | 0.075 | 0.068 | 0.064 |
| | 0.8 | 0.123 | 0.116 | 0.108 | 0.100 | 0.093 | 0.087 | 0.081 | 0.074 | 0.068 | 0.063 | 0.058 |
| | 0.9 | 0.112 | 0.105 | 0.098 | 0.092 | 0.086 | 0.079 | 0.073 | 0.067 | 0.063 | 0.058 | 0.053 |
| 1.0 | 0.102 | 0.096 | 0.090 | 0.083 | 0.078 | 0.072 | 0.066 | 0.062 | 0.057 | 0.053 | 0.048 | |
| Valeur de M_2 | 0.0 | / | 0.270 | 0.222 | 0.194 | 0.172 | 0.154 | 0.141 | 0.126 | 0.113 | 0.103 | 0.093 |
| | 0.1 | 0.153 | 0.150 | 0.140 | 0.131 | 0.121 | 0.121 | 0.104 | 0.097 | 0.089 | 0.080 | 0.073 |
| | 0.2 | 0.088 | 0.097 | 0.094 | 0.090 | 0.087 | 0.082 | 0.077 | 0.072 | 0.066 | 0.060 | 0.055 |
| | 0.3 | 0.068 | 0.068 | 0.067 | 0.065 | 0.062 | 0.059 | 0.057 | 0.053 | 0.048 | 0.045 | 0.040 |
| | 0.4 | 0.050 | 0.049 | 0.048 | 0.047 | 0.046 | 0.044 | 0.042 | 0.039 | 0.037 | 0.034 | 0.031 |
| | 0.5 | 0.038 | 0.038 | 0.037 | 0.036 | 0.035 | 0.034 | 0.033 | 0.030 | 0.028 | 0.027 | 0.024 |
| | 0.6 | 0.029 | 0.029 | 0.028 | 0.028 | 0.027 | 0.027 | 0.026 | 0.024 | 0.023 | 0.020 | 0.019 |
| | 0.7 | 0.024 | 0.024 | 0.023 | 0.023 | 0.023 | 0.022 | 0.020 | 0.019 | 0.018 | 0.017 | 0.015 |
| | 0.8 | 0.020 | 0.019 | 0.019 | 0.018 | 0.018 | 0.017 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.013 | 0.013 |
| | 0.9 | 0.017 | 0.017 | 0.016 | 0.016 | 0.015 | 0.014 | 0.014 | 0.013 | 0.012 | 0.011 | 0.010 |
| 1.0 | 0.014 | 0.014 | 0.013 | 0.013 | 0.012 | 0.012 | 0.011 | 0.011 | 0.010 | 0.010 | 0.009 | |

Tableau des Armatures (en cm²)

| Φ | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 |
|-----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 1 | 0.20 | 0.28 | 0.50 | 0.79 | 1.13 | 1.54 | 2.01 | 3.14 | 4.91 | 8.04 | 12.57 |
| 2 | 0.39 | 0.57 | 1.01 | 1.57 | 2.26 | 3.08 | 4.02 | 6.28 | 9.82 | 16.08 | 25.13 |
| 3 | 0.59 | 0.85 | 1.51 | 2.36 | 3.39 | 4.62 | 6.03 | 9.42 | 14.73 | 24.13 | 37.70 |
| 4 | 0.79 | 1.13 | 2.01 | 3.14 | 4.52 | 6.16 | 8.04 | 12.57 | 19.64 | 32.17 | 50.27 |
| 5 | 0.98 | 1.41 | 2.51 | 3.93 | 5.65 | 7.70 | 10.05 | 15.71 | 24.54 | 40.21 | 62.83 |
| 6 | 1.18 | 1.70 | 3.02 | 4.71 | 6.79 | 9.24 | 12.06 | 18.85 | 29.45 | 48.25 | 75.40 |
| 7 | 1.37 | 1.98 | 3.52 | 5.50 | 7.92 | 10.78 | 14.07 | 21.99 | 34.36 | 56.30 | 87.96 |
| 8 | 1.57 | 2.26 | 4.02 | 6.28 | 9.05 | 12.32 | 16.08 | 25.13 | 39.27 | 64.34 | 100.53 |
| 9 | 1.77 | 2.54 | 4.52 | 7.07 | 10.18 | 13.85 | 18.10 | 28.27 | 44.18 | 72.38 | 113.10 |
| 10 | 1.96 | 2.83 | 5.03 | 7.85 | 11.31 | 15.39 | 20.11 | 31.42 | 49.09 | 80.09 | 125.66 |
| 11 | 2.16 | 3.11 | 5.53 | 8.64 | 12.44 | 16.93 | 22.12 | 34.56 | 54.00 | 88.47 | 138.23 |
| 12 | 2.36 | 3.39 | 6.03 | 9.42 | 13.57 | 18.47 | 24.13 | 37.70 | 58.91 | 96.51 | 150.80 |
| 13 | 2.55 | 3.68 | 6.53 | 10.21 | 14.7 | 20.01 | 26.14 | 40.84 | 63.81 | 104.55 | 163.36 |
| 14 | 2.75 | 3.96 | 7.04 | 11.00 | 15.83 | 21.55 | 28.15 | 43.98 | 68.72 | 112.59 | 175.93 |
| 15 | 2.95 | 4.24 | 7.54 | 11.78 | 16.96 | 23.09 | 30.16 | 47.12 | 73.63 | 120.64 | 188.50 |
| 16 | 3.14 | 4.52 | 8.04 | 12.57 | 18.10 | 24.63 | 32.17 | 50.27 | 78.54 | 128.68 | 201.06 |
| 17 | 3.34 | 4.81 | 8.55 | 13.35 | 19.23 | 26.17 | 34.18 | 53.41 | 83.45 | 136.72 | 213.63 |
| 18 | 3.53 | 5.09 | 9.05 | 14.14 | 20.36 | 27.71 | 36.19 | 56.55 | 88.36 | 144.76 | 226.20 |
| 19 | 3.73 | 5.37 | 9.55 | 14.92 | 21.49 | 29.25 | 38.20 | 59.69 | 93.27 | 152.81 | 238.76 |
| 20 | 3.93 | 5.65 | 10.05 | 15.71 | 22.62 | 30.79 | 40.21 | 62.83 | 98.17 | 160.85 | 251.33 |

