

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA

FACULTE DE LA TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de Fin de cycle

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

Option : *Matériaux et Structures*



Thème

*Etude d'un Bâtiment (R+10 Sous forme de gradins contreventé
par Voile-Portique) à Usage d'Habitation et Commercial*

Réalisé par:

Mr. HAMMAR Abdelhakim.

Mr. SADOUDI Zahir.

Encadré par:

Mr T. KHEFFACHE.

Co-encadreur:

Mr A.BOUKELLOUDA.

Devant le jury:

M^{me} H. CHIKHAMER

Mr A.OURABAH.

Promotion 2011-2012

----- Remerciements -----

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

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

Nous tenons tout particulièrement à adresser nos remerciements et à exprimer notre reconnaissance à nos encadreur Mr: KHEFFACHE et Mr BOUKELOUDA, qui ont bien met leur incomparable compétence à notre disposition.

Nous adressons également nos remerciements aux membres du jury d'avoir accepté de juger notre travail.

En fin, nous adressons nos remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

ZAHIR ET HAKIM.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- A la mémoire de mon chère père qui nous a quitté depuis 20ans, que dieu l'accueille en son vaste paradis.
- À ma très chère maman, mon frère Elhouas et sa femme aziza et leurs enfants guilassa, kocela et kinas, mon frère Joseph et sa femme Naima leurs enfants macelyaet et Milinda, mon frère Djamel et sa femme Mylane qui sont au Canada, mon frère Nacer et sa femme noria, mon frère Laid qui est en France et a mon unique sœur Fabima.
- A moi et à binôme et ami Abdelhakim
- A ma chère BAllou.
- À tous mes amis.

Et à toute la promotion de génie civil (2011/2012).

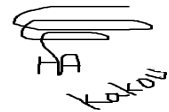
ZAHIR

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- A la mémoire de ma chère sœur qui nous à quitté depuis un an et que dieu l'accueille en son vaste paradis.
- À mon très cher père et ma très chère mère, qu'ils m'ont aidé pendant toute ma formation.
- A mes frères Nacir, Nabil et Taoufik
- A mes sœurs Houria et Ghania, à ma petite chère enfant Nihad.
- À tous mes amis sans exception, sur tout mon binôme Zahir.
- A toute la promotion de Génie Civil 2011.2012
- A ma propre copine ☺💞☺

Hakim



Kakou

Figures

Page

Chapitre I : Généralités :

| | | |
|------------|---|----|
| Figure I.1 | Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton | 06 |
| Figure I.2 | Evaluation de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} | 07 |
| Figure I.3 | Evaluation du module différé E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} | 08 |
| Figure I.4 | Diagramme des contraintes-déformations du béton..... | 10 |
| Figure I.5 | Diagramme contraintes-déformations de l'acier..... | 11 |
| Figure I.6 | Diagramme des déformations limites à l' <i>ELU</i> | 12 |

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments :

| | | |
|--------------|---|----|
| Figure II.1 | Plancher à corps creux..... | 14 |
| Figure II.2 | Schéma d'une section en T d'une poutrelle..... | 15 |
| Figure II.3 | Dalle pleine sur trois appuis..... | 16 |
| Figure II.4 | Dalle pleine sur quatre appuis..... | 16 |
| Figure II.5 | Types d'acrotère..... | 18 |
| Figure II.6 | Schéma d'un escalier..... | 19 |
| Figure II.7 | Coupe d'escalier <i>RDC</i> type 1..... | 20 |
| Figure II.8 | Coupe d'escalier <i>RDC</i> type 2..... | 21 |
| Figure II.9 | Coupe d'escalier 1 ^{er} au 4 ^{ème} étage..... | 22 |
| Figure II.10 | Coupe d'escalier 4 ^{ème} au 10 ^{ème} étage..... | 23 |
| Figure II.11 | Schéma statique de la descente de charge..... | 34 |

Chapitre III : Etude des éléments secondaires :

| | | |
|--------------|---|----|
| Figure III.1 | Schéma de ferrailage de l'acrotère type 3..... | 48 |
| Figure III.2 | Schéma de ferrailage de l'acrotère type 1 et 2..... | 48 |
| Figure III.3 | Sens de disposition des poutrelles du <i>RDC</i> au 4 ^{ème} étage..... | 49 |
| Figure III.4 | Sens de disposition des poutrelles de 5 ^{ème} étage..... | 50 |
| Figure III.5 | Sens de disposition des poutrelles du 6 ^{ème} au 8 ^{ème} étage..... | 50 |

Liste des figures

| | | |
|---------------|---|-----|
| Figure III.6 | Sens de disposition des poutrelles de 9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages..... | 51 |
| Figure III.7 | Evaluation des efforts tranchants..... | 54 |
| Figure III.8 | Schéma statique d'une poutrelle type 1..... | 55 |
| Figure III.9 | Diagramme des moments fléchissant..... | 57 |
| Figure III.10 | Diagramme des efforts tranchants..... | 57 |
| Figure III.11 | Schéma statique d'une poutrelle type 2..... | 59 |
| Figure III.12 | Schéma de ferrailage des poutrelles plancher <i>RDC</i> | 81 |
| Figure III.13 | Schéma de ferrailage des poutrelles étage courant..... | 82 |
| Figure III.14 | Schéma de ferrailage des poutrelles terrasse accessible..... | 82 |
| Figure III.15 | Schéma de ferrailage de la dalle de compression..... | 83 |
| Figure III.16 | Schéma d'une dalle sur quatre appuis..... | 84 |
| Figure III.17 | Schéma de ferrailage d'une dalle pleine sur quatre appuis..... | 90 |
| Figure III.18 | Schéma d'une dalle sur trois appuis..... | 90 |
| Figure III.19 | Schéma de ferrailage du balcon sur trois appuis..... | 96 |
| Figure III.20 | Schéma statique de l'escalier type 1..... | 96 |
| Figure III.21 | Schéma de ferrailage de l'escalier type 1..... | 102 |
| Figure III.22 | Schéma statique de l'escalier type 2..... | 103 |
| Figure III.23 | Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.. | 105 |
| Figure III.24 | Schéma d'un palier de repos..... | 110 |
| Figure III.25 | Schéma statique de la poutre palière | 114 |
| Figure III.26 | Schéma de ferrailage de l'escalier type 2..... | 119 |
| Figure III.27 | Schéma de ferrailage de la poutre palière..... | 120 |
| Figure III.28 | Cage d'ascenseur..... | 121 |
| Figure III.29 | Schéma représentant la surface d'impacte..... | 126 |
| Figure III.30 | Vue en coupe du ferrailage de la dalle d'ascenseur..... | 131 |
| Figure III.31 | Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur..... | 131 |

Chapitre IV : Etude dynamique :

| | | |
|-------------|---|-----|
| Figure IV.1 | Spectre de réponse..... | 139 |
| Figure IV.2 | La vue en 3D de la structure..... | 140 |
| Figure IV.3 | La disposition des voiles choisie..... | 141 |
| Figure IV.4 | 1 ^{er} mode de vibration..... | 143 |
| Figure IV.5 | 2 ^{ème} mode de vibration..... | 143 |
| Figure IV.6 | 3 ^{ème} mode de vibration..... | 144 |

Liste des figures

Chapitre V : Etude des éléments structuraux :

| | | |
|-------------|---|-----|
| Figure V.1 | Zone nodale..... | 150 |
| Figure V.2 | Section d'un poteau..... | 155 |
| Figure V.3 | Disposition des armatures de poteau..... | 157 |
| Figure V.4 | Schéma de ferrailage des poteaux <i>RDC</i> et 1 ^{er} étage..... | 158 |
| Figure V.5 | Schéma de ferrailage des poteaux 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage..... | 158 |
| Figure V.6 | Schéma de ferrailage des poteaux 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage... | 158 |
| Figure V.7 | Schéma de ferrailage des poteaux 9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage et buanderie..... | 158 |
| Figure V.8 | Dispositions constructive des portiques..... | 161 |
| Figure V.9 | Coupe longitudinale d'une poutre..... | 166 |
| Figure V.10 | Schéma de ferrailage des poutres principales de <i>RDC</i> et buanderie..... | 167 |
| Figure V.11 | Schéma de ferrailage des poutres principales de 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages..... | 167 |
| Figure V.12 | Schéma de ferrailage des poutres principales de 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages..... | 168 |
| Figure V.13 | Schéma de ferrailage des poutres secondaires de <i>RDC</i> , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} et 10 ^{ème} étages..... | 168 |
| Figure V.14 | Schéma de ferrailage des poutres secondaires de 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages..... | 168 |
| Figure V.15 | Schéma de ferrailage des poutres secondaires de buanderie..... | 169 |
| Figure V.16 | La zone nodale..... | 169 |
| Figure V.17 | Schéma d'un voile pleine..... | 173 |
| Figure V.18 | Schéma du voile <i>RDC</i> dans le sens x-x..... | 176 |

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure :

| | | |
|-------------|--|-----|
| Figure VI.1 | Schéma d'une semelle isolée | 179 |
| Figure VI.2 | Schéma d'une semelle filante..... | 180 |
| Figure VI.3 | Schéma du poinçonnement..... | 183 |
| Figure VI.4 | Dalle sur quatre appuis..... | 186 |
| Figure VI.5 | Schéma du ferrailage du radier général..... | 189 |
| Figure VI.6 | Répartition des contraintes sur le débord..... | 189 |

Liste des figures

| | | |
|--------------|--|-----|
| Figure VI.7 | Section à ferrailer..... | 191 |
| Figure VI.8 | Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x..... | 191 |
| Figure VI.9 | Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y..... | 192 |
| Figure VI.10 | Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x et y-y..... | 194 |
| Figure VI.11 | Schéma d'une semelle isolée..... | 195 |
| Figure VI.12 | Schéma d'une semelle filante..... | 196 |
| Figure VI.13 | Distribution des charges sur la poutre de rigidité..... | 198 |
| Figure VI.14 | Diagramme des moments fléchissant..... | 199 |
| Figure VI.15 | Diagramme des efforts tranchant..... | 199 |
| Figure VI.16 | Schéma de ferrailage de la semelle et la poutre de rigidité..... | 201 |
| Figure VI.17 | Schéma du mur de soutènement adossé de 12.72m de hauteur. | 202 |
| Figure VI.18 | Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l' <i>ELU</i> | 203 |
| Figure VI.19 | Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l' <i>ELS</i> | 203 |
| Figure VI.20 | Le panneau le plus sollicité..... | 203 |
| Figure VI.21 | Schéma du ferrailage du mur adossé de 12.72 m de hauteur..... | 206 |
| Figure VI.22 | Schéma du mur de soutènement adossé de 7.20 m de hauteur... | 207 |
| Figure VI.23 | Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l' <i>ELU</i> | 207 |
| Figure VI.24 | Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l' <i>ELS</i> | 207 |
| Figure VI.25 | Le panneau le plus sollicité..... | 208 |
| Figure VI.26 | Schéma du ferrailage du mur adossé de 7.20 m de hauteur..... | 211 |

Tableaux

Page

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments :

| | | |
|---------------|---|----|
| Tableau II.1 | Poids d'acrotère..... | 18 |
| Tableau II.2 | Caractéristique d'acrotère <i>RDC</i> | 21 |
| Tableau II.3 | Caractéristique d'escalier <i>RDC</i> | 22 |
| Tableau II.4 | Caractéristique d'escalier 1 ^{er} au 4 ^{ème} étage..... | 23 |
| Tableau II.5 | Caractéristique d'escalier 4 ^{ème} au 10 ^{ème} étage..... | 24 |
| Tableau II.6 | Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible..... | 25 |
| Tableau II.7 | Evaluation des charges du plancher terrasse accessible..... | 25 |
| Tableau II.8 | Evaluation des charges du plancher étage courant..... | 26 |
| Tableau II.9 | Evaluation des charges du plancher <i>RDC</i> | 26 |
| Tableau II.10 | Evaluation des charges du balcon..... | 26 |
| Tableau II.11 | Evaluation des charges de cloisons extérieures..... | 27 |
| Tableau II.12 | Evaluation des charges du palier de repos..... | 27 |
| Tableau II.13 | Evaluation des charges de la volée..... | 27 |
| Tableau II.14 | Pré-dimensionnement des voiles..... | 29 |
| Tableau II.15 | La décente de charge de poteau E7..... | 35 |
| Tableau II.16 | La décente de charge de poteau C8..... | 37 |
| Tableau II.17 | Vérification de poteau E7 à la compression simple à tous les niveaux..... | 40 |
| Tableau II.18 | Vérification de poteau E7 à la compression simple à tous les niveaux..... | 40 |

Chapitre III : Etude des éléments secondaires :

| | | |
|---------------|---|----|
| Tableau III.1 | Caractéristiques des acrotères..... | 44 |
| Tableau III.2 | Vérification au séisme..... | 45 |
| Tableau III.3 | Les efforts normaux dans les acrotères..... | 45 |
| Tableau III.4 | Les moments dans les acrotères..... | 45 |
| Tableau III.5 | Les combinaisons d'action à utiliser | 46 |
| Tableau III.6 | Les différents types de poutrelles..... | 51 |
| Tableau III.7 | Les sollicitations du plancher <i>RDC</i> | 58 |
| Tableau III.8 | Les sollicitations du plancher étage courant..... | 66 |

Liste des tableaux

| | | |
|----------------|---|-----|
| Tableau III.9 | Les sollicitations du plancher terrasse accessible..... | 67 |
| Tableau III.10 | Les sollicitations maximales aux états limites des différent niveaux | 68 |
| Tableau III.11 | Ferraillage des poutrelles plancher <i>RDC</i> | 73 |
| Tableau III.12 | Ferraillage des poutrelles plancher étage courant..... | 74 |
| Tableau III.13 | Ferraillage des poutrelles plancher terrasse..... | 74 |
| Tableau III.14 | Vérification des contraintes dans le béton..... | 77 |
| Tableau III.15 | Ferraillage de la dalle de compression..... | 87 |
| Tableau III.16 | Contraintes dans le béton de la dalle de compression..... | 88 |
| Tableau III.17 | Ferraillage du balcon sur trois appuis..... | 93 |
| Tableau III.18 | Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis..... | 94 |
| Tableau III.19 | Résultat de ferraillage de l'escalier type 1..... | 97 |
| Tableau III.20 | Vérification des contraintes de compression dans le béton..... | 99 |
| Tableau III.21 | Résultat de ferraillage de l'escalier type 2..... | 105 |
| Tableau III.22 | Vérification des contraintes de compression dans le béton..... | 107 |
| Tableau III.23 | Ferraillage de palier de repos..... | 113 |
| Tableau III.24 | Contraintes dans le béton du palier de repos..... | 114 |
| Tableau III.25 | Résultat de ferraillage de la poutre palière..... | 115 |
| Tableau III.26 | Résultats de calculs de l'ascenseur à l'ELU..... | 128 |
| Tableau III.27 | Résultats de calculs de l'ascenseur à l'ELS..... | 130 |

Chapitre IV : Etude dynamique :

| | | |
|--------------|--|-----|
| Tableau IV.1 | Valeurs des pénalités P_q | 136 |
| Tableau IV.2 | Les poids des différents niveaux..... | 137 |
| Tableau IV.3 | Périodes de vibration et taux de participation massique..... | 142 |
| Tableau IV.4 | Vérification de la résultante des forces sismiques..... | 144 |
| Tableau IV.5 | Charges verticales reprises par les portiques et les voiles..... | 145 |
| Tableau IV.6 | Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles..... | 145 |
| Tableau IV.7 | Vérification des déplacements relatifs..... | 146 |
| Tableau IV.8 | Vérification des effets P_{Δ} | 147 |
| Tableau IV.9 | Vérification de l'effort normal réduit. | 148 |

Liste des tableaux

Chapitre V : Etude des éléments structuraux :

| | | |
|--------------|--|-----|
| Tableau V.1 | Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux..... | 150 |
| Tableau V.2 | Sollicitation dans les poteaux..... | 152 |
| Tableau V.3 | Les armatures longitudinales dans les poteaux..... | 152 |
| Tableau V.4 | Les armatures transversales dans les poteaux..... | 153 |
| Tableau V.5 | Justification de l'effort normal ultime..... | 155 |
| Tableau V.6 | Vérification des contraintes dans le béton..... | 156 |
| Tableau V.7 | Vérification des contraintes tangentielles..... | 156 |
| Tableau V.8 | Ferraillage des poutres..... | 162 |
| Tableau V.9 | Vérification de l'effort tranchant..... | 164 |
| Tableau V.10 | Vérification de la contrainte limite de béton..... | 165 |
| Tableau V.11 | Moment résistant dans les poteaux..... | 170 |
| Tableau V.12 | Dimensionnement des nœuds poutres-poteaux..... | 170 |
| Tableau V.13 | Dimensionnement des nœuds poutres-poteaux..... | 171 |
| Tableau V.14 | Résultats du ferraillage des voiles V_{x1} et V_{x2} | 174 |
| Tableau V.15 | Résultats du ferraillage des voiles V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} et V_{y4} | 175 |

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure :

| | | |
|---------------|---|-----|
| Tableau VI.1 | Tableau de ferraillage de radier..... | 187 |
| Tableau VI.2 | Tableau de vérification des contraintes..... | 188 |
| Tableau VI.3 | Tableau de vérification des contraintes dans le débord | 190 |
| Tableau VI.4 | Tableau de ferraillage des nervures..... | 193 |
| Tableau VI.5 | Tableau de vérification des contraintes dans les nervures..... | 193 |
| Tableau VI.6 | Tableau du ferraillage du mur de soutènement de 12.72 m de hauteur..... | 204 |
| Tableau VI.7 | Vérification des contraintes dans le béton..... | 205 |
| Tableau VI.8 | Vérification des contraintes dans l'acier..... | 205 |
| Tableau VI.9 | Tableau du ferraillage du mur de soutènement de 7.2 m de hauteur..... | 209 |
| Tableau VI.10 | Vérification des contraintes dans le béton..... | 210 |
| Tableau VI.11 | Vérification des contraintes dans l'acier..... | 210 |

| | Pages |
|---|-------|
| Introduction | |
| Chapitre I : Généralités | |
| I.1. Introduction..... | 01 |
| I.2. Présentation d'ouvrage..... | 01 |
| I.3. Les caractéristiques géométriques et architecturales..... | 01 |
| I.4. Règlements et normes utilisés..... | 02 |
| I.5. Etats limites..... | 02 |
| I.6. Actions et sollicitations..... | 03 |
| I.7. Les Caractéristiques des matériaux..... | 04 |
| I.8. Hypothèses de calculs..... | 12 |
| | |
| Chapitre II : Pré-dimensionnement | |
| II.1. Introduction..... | 14 |
| II.2. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux..... | 14 |
| II.3. Pré-dimensionnement des éléments structuraux..... | 28 |
| II.4. Descente de charge..... | 30 |
| II.5. Conclusion..... | 43 |
| | |
| Chapitre III : Etude des éléments secondaires | |
| Introduction..... | 44 |
| 1. Acrotère..... | 44 |
| 1.1. Ferrailage d'acrotère..... | 45 |
| 2. Etude des poutrelles..... | 49 |
| 2.1. Etude des planchers..... | 49 |
| 2.1.1 Disposition des poutrelles..... | 49 |
| 2.1.2. Les différents types de poutrelles..... | 51 |
| 2.1.3. Calcul de différente charge revenant aux poutrelles..... | 52 |
| 2.1.4. Calcul des sollicitations..... | 52 |
| 2.1.5. Ferrailage des poutrelles..... | 68 |
| 2.1.6. Exemple de calcul..... | 96 |
| 3. Les escaliers..... | 96 |
| 3.1. Escalier type 1 à une volée..... | 102 |
| 3.1.1. Schéma de ferrailage..... | 102 |
| 3.2. Escalier type 2 à deux volées..... | 119 |
| 3.2.1. Schéma de ferrailage..... | 119 |
| 3.2.1. Schéma de ferrailage de la poutre palière..... | 121 |

| | |
|--|-----|
| 4. Etude d'ascenseur..... | 121 |
| 4.1. Définition..... | 121 |
| 4.2. Etude de la dalle d'ascenseur..... | 122 |
| 4.2.1. Evaluation des charges et surcharges..... | 122 |
| 4.2.2. Calcul des moments réels..... | 123 |
| 4.3. Calcul de ferrailage..... | 128 |
| 4.4. Ferrailage..... | 131 |

CHAPITRE IV : Etude dynamique

| | |
|---|-----|
| Introduction..... | 132 |
| 1. Présentation de logiciel de calcul..... | 132 |
| 2. Méthode de calcul..... | 133 |
| 2.1. Calcul de la force sismique à la base..... | 133 |
| 3. Méthode dynamique modale spectrale..... | 138 |
| 3.1. Spectre de calcul..... | 138 |
| 4. Interprétation des résultats d'analyse dynamique..... | 141 |
| 4.1. Disposition des voiles..... | 141 |
| 4.2. Mode de vibration et participation massique..... | 142 |
| 4.3. Vérification de la résultante de force massique..... | 144 |
| 5. Justification de l'interaction voiles portiques..... | 145 |
| 5.1. Calcul des déplacements..... | 146 |
| 5.2. Vérification de l'effet P_{Δ} | 146 |
| 5.3. Efforts normal réduit..... | 147 |
| Conclusion..... | 148 |

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

| | |
|--|-----|
| Introduction..... | 149 |
| 1. Etude des poteaux..... | 149 |
| 1.1. Recommandation du RPA99.V2003..... | 149 |
| 1.2. Sollicitation dans les poteaux..... | 151 |
| 1.3. Ferrailage..... | 152 |
| 1.4. Disposition constructives..... | 157 |
| 2. Etude des poutres..... | 159 |
| 2.1. Recommandation du RPA99.V2003..... | 159 |
| 2.2. Ferrailage..... | 161 |
| 2.3. Vérification..... | 163 |
| 2.4. Disposition constructives..... | 166 |

| | |
|---|-----|
| 2.5. Schéma de ferrailage..... | 167 |
| 3. Vérification des zones nodales selon RPA99.V.2003..... | 169 |
| 4. Etude des voiles..... | 171 |
| 4.1. Recommandation du RPA..... | 172 |
| 4.2. Le ferrailage..... | 173 |
| Conclusion..... | 176 |

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

| | |
|--|-----|
| Introduction..... | 177 |
| 1. Choix du type de fondation..... | 178 |
| 1.1. Vérification des semelles isolées..... | 178 |
| 1.2. Vérification des semelles filantes..... | 180 |
| 1.3. Radier général niveau (+00.00)..... | 181 |
| 1.3.1. Pré dimensionnement..... | 181 |
| 1.3.2. Calcul de surface et poids du radier..... | 181 |
| 1.3.3. Les vérifications nécessaires..... | 183 |
| 1.3.4. Le ferrailage..... | 186 |
| 1.3.5. Ferrailage des nervures..... | 190 |
| 2. Etude de fondation niveau (+19.92)..... | 195 |
| 2.1. Vérification des semelles isolées..... | 195 |
| 2.2. Vérification des semelles filantes..... | 196 |
| 2.2.1. Dimensionnements..... | 196 |
| 2.2.2. Ferrailage..... | 197 |
| 3. Etude des murs soutènements adossés..... | 202 |
| 3. 1. Mur de soutènement de 12.92m de hauteur..... | 202 |
| 3.1.1. Détermination des contraintes..... | 202 |
| 3.1.2. Ferrailage du mur..... | 203 |
| 3.2. Mur de soutènement de 7.2m de hauteur..... | 207 |
| 3.2.1. Détermination des contraintes..... | 207 |
| 3.2.2. Ferrailage de mur..... | 208 |

Introduction Général

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 dévastateurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs, et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. Les effets de second ordre dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure. Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mais à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (murs de contre-ventement) en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques, notons pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux portiques. Grâce à leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.

Pour cela l'étude des structures est une étape obligatoire, Notre travail sera porté sur l'étude d'une structure bi fonctionnelle à usage d'habitation et commerce, qui va être implanté à AKBOU, c'est une région de Bejaia de zone de sismicité moyenne. Le terrain à construire présente une capacité portante de 1.6bars, se terrain sera classé comme ferme d'après le rapport de sol. La structure présente des difficultés de calcul vue son irrégularité en plan et en élévation, on va utiliser les règlements de calculs des structures qui seront présentés à la bibliographie. Et pour mener à bien notre travail nous avant élaborer le plan de travail suivant :

Les trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite nous entamons l'étude dynamique dans le chapitre IV à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs. Une fois que la modélisation terminée et les justifications vis-à-vis les normes en vigueur sont vérifié, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VI. Le manuscrit se termine par une conclusion générale qui résume les différents résultats obtenus et les contraintes rencontrées au cours de l'élaboration de ce travail.

I.1. Introduction :

La connaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour la réalisation de celle-ci, est indispensable pour qu'une étude génie civil soit bien faite, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié, est l'étude d'un bloc R+10 sous forme de gradin parmi les 288 logements promotionnels, bi-fonctionnelle qui regroupe commerces et logements d'habitations, classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne), selon la classification du *RPA 99 Version 2003* (Article 3.2).

Cet ouvrage sera implanté à Akbou village de Sidi Ali, qui est classé comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le *RPA 99 Version 2003*. Le site destiné à la construction des 288 logements est situé sur un terrain initialement en pente. Il est limité au Nord, à l'Ouest et à l'Est par des terrains nus, au Sud par un château d'eau et une habitation. Cet ouvrage représente une particularité de l'irrégularité en plan et en élévation, la présence de deux murs de soutènement, le premier dépasse les 12m de hauteur et l'autre dépasse les 7m de hauteur. Ces murs sont prévus pour tenir compte des poussées des terres, le terrain d'assise des fondations étant en gradin, ceci nous conduit à avoir trois niveaux différents de fondations.

I.3. Les caractéristiques géométriques et architecturales :

La figure dans l'Annexe IV montre les caractéristiques géométriques de la structure.

| | |
|--|----------------------------|
| ✓ Largeur en plan du bâtiment à la base | $L_y = 13.55\text{m}$. |
| ✓ Longueur en plan du bâtiment à la base | $L_x = 21.00\text{m}$. |
| ✓ La hauteur totale du bâtiment | $H_t = 36.18\text{m}$. |
| ✓ La hauteur du RDC | $h_{RDC} = 4.08\text{m}$. |
| ✓ La hauteur d'étage courant | $h_{ec} = 2.88\text{m}$. |
| ✓ La hauteur de buanderie | $h_{bu} = 2.70\text{m}$. |

Selon le *RPA99 Version 2003* pour toute structure dépassant les 14m de hauteur en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles porteurs, pour cette raison on opte pour un système de contreventement mixte (Portiques –voiles) avec justification d'interaction portique-voile qui doit vérifier les conditions suivantes :

- 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 proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

I.4. Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- ✓ *RPA 99 Version 2003* (Règles Parasismiques Algériennes).
- ✓ *CBA 93* (Code du Béton Armé).
- ✓ *DTR B.C.2.2* (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ✓ *DTR B.C.2.331* (Règles de calcul des fondations superficielles).
- ✓ *BAEL 91/Modifiée en 99* (Béton Armé aux Etats Limites).

I.5. Etats limites :

C'est un état dont lequel une condition requise d'un ouvrage ou de l'un de ses éléments (Tel que la stabilité et la durabilité) est parfaitement satisfaite. Au-delà de cette limite la structure cesse d'assurer les fonctions pour les quelles à été conçue. Il existe deux états limites.

I.5.1. Etats limites ultimes *ELU* :

C'est un état dont la résistance des matériaux et des aciers sont atteints. Au-delà la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondre, on distingue :

- Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Etat limite de stabilité de forme (flambement).

I.5.2. Etats limites de service *ELS* :

C'est un état qui définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. On distingue :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation (flèche maximale).

I.6. Actions et sollicitations :**I.6.1. Les actions :**

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc.), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, déplacement d'appuis, etc.). Nous donnons dans ce qui suit les principaux types d'actions intervenant dans le calcul.

▪ Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des 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 (E) :

Ce sont celles provenant de phénomènes de courte durée qui se produisent rarement, on peut citer :

- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

I.6.2. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

▪ Sollicitations de calcul :

On note par :

G_{max} : Ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : Ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Autres actions variables dites d'accompagnement.

▪ **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELU :**

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- . La résistance de tous les éléments de construction.
- . La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre.
- . L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

▪ **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- . La contrainte maximale de compression du béton.
- . La fissuration du béton.
- . La déformation des éléments.

I.6.3. Les combinaisons d'action : selon RPA99 Version 2003(Article V.5.2).

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \quad (\text{pour les poteaux seulement})$$

I.7. Les Caractéristiques des matériaux :

I.7.1. Béton :

a) Définition :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C) est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que

sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- . Une bonne résistance à la compression,
- . Une souplesse d'utilisation,
- . Un entretien facile,
- . Une bonne résistance aux feux,
- . Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

b) Les constituants du béton :

- Le ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

- Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

- Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

Le dosage des constituants d'un béton courant est :

- 350kg/m³ —————→ ciment (C.P.A325).
- 174kg/m³ —————→ sable ($\phi < 5\text{mm}$).
- 366kg/m³ —————→ gravier ($\phi < 25\text{mm}$).
- 140kg/m³ —————→ eau de gâchage.

c) Résistance du béton :

- **Résistance à la compression f_{cj} :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Les valeurs de f_{cj} sont définies par les formules suivantes :

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{c28} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \quad (\text{CBA 93 art : A.2.1.1}) \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \quad (\text{BAEL}) \end{cases}$$

Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \quad (\text{CBA 93 art : A.2.1.1}) \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \quad (\text{BAEL}) \end{cases}$$

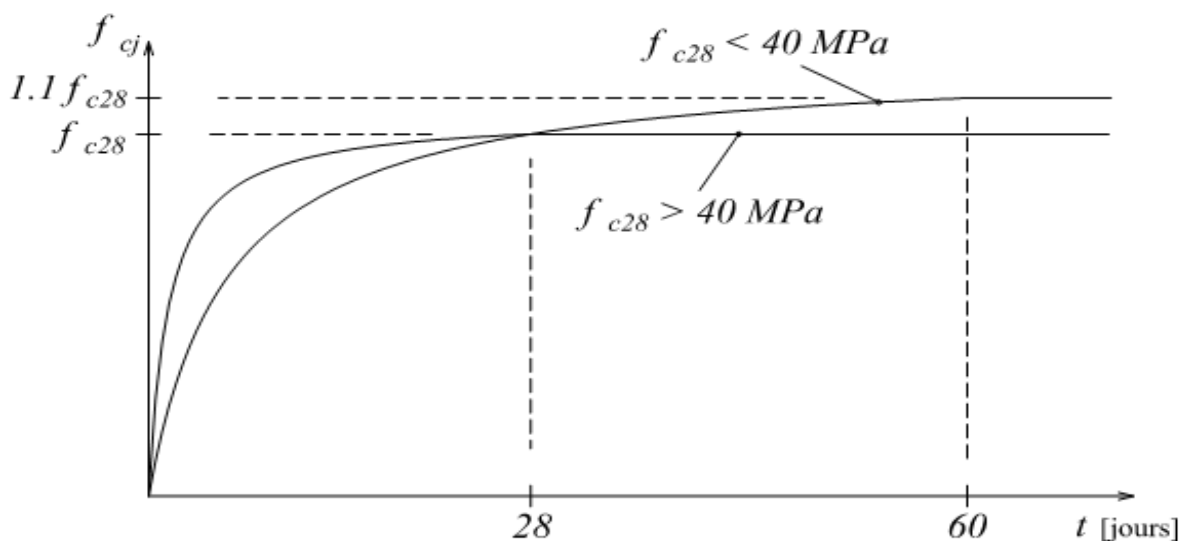


Figure (I.1) : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

- **La résistance à la traction f_{tj} :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est définie selon le BAEL91 (art : A.2.1.1.2) par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

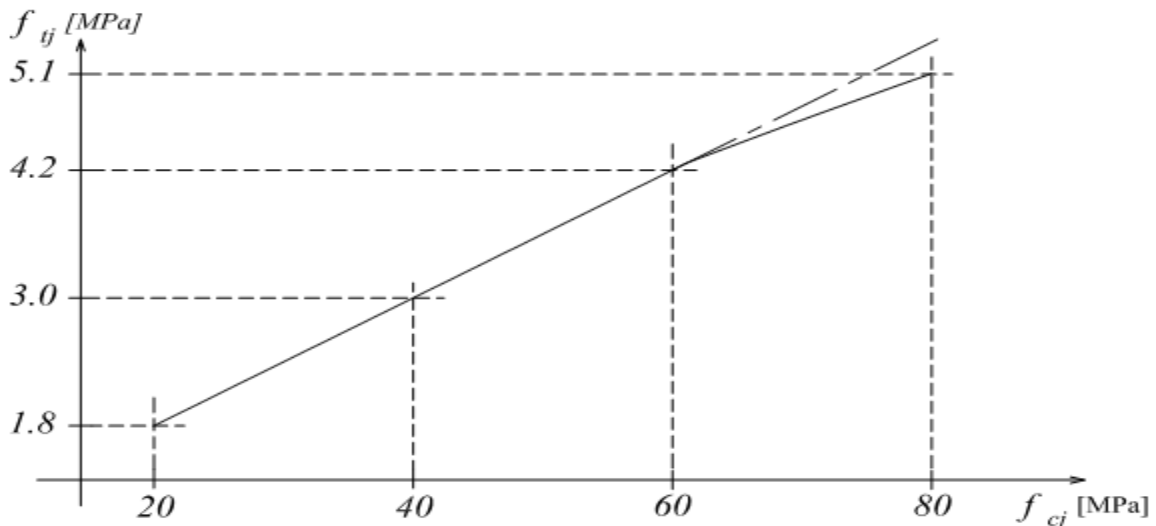


Figure (I.2) : Evolution de la résistance à la traction f_{t_j} en fonction de celle à la compression f_{c_j}

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

- **Module de déformation longitudinale du béton**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

- ✓ **Le module de déformation longitudinale instantané**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} .$$

$$(f_{c_j} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \quad \text{d'où : } E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}.$$

- ✓ **Le module de déformation longitudinale différé**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}$$

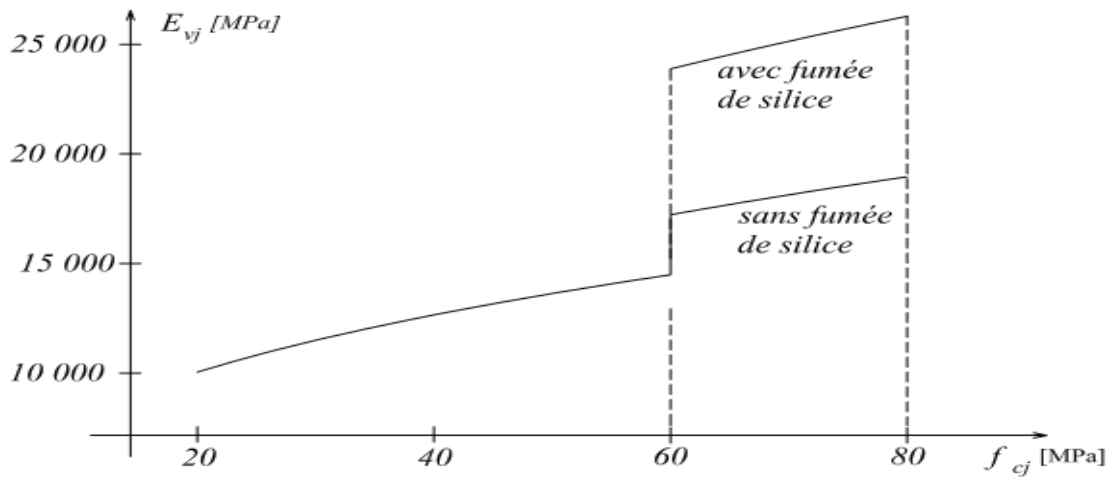
$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} .$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28}=25\text{Mpa}$ on a :

$$E_{v28}=10721,40 \text{ MPa.}$$

$$E_{i28}=32164,20 \text{ MPa.}$$



Figure(I.3) : Evolution du module différé E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} .

- **Module de déformation transversale du béton**

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

Avec : E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

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

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris $\nu = 0$ (à l'ELU).

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

d) Les contraintes limites du béton :**• La contrainte de compression à l'ELU :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Selon le BAEL 91 (Art A. 4. 3. 41)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_b = 1.5 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Pour une situation accidentelle.} \\ \text{Pour une situation courante.} \end{array}$$

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est $> 24h$.

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $< 1h$.

• La contrainte de compression à l'ELS :

La contrainte limite de service en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Selon le BAEL91 (Art A.4.5.2).}$$

Dans notre cas $f_{c28}=25\text{MPa}$.

Ce qu'implique: $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$.

• Contrainte ultime de cisaillement du béton :

$\tau_{adm} = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

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

$\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa}$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa}$ Fissuration nuisible.

- **Diagramme contrainte déformation**

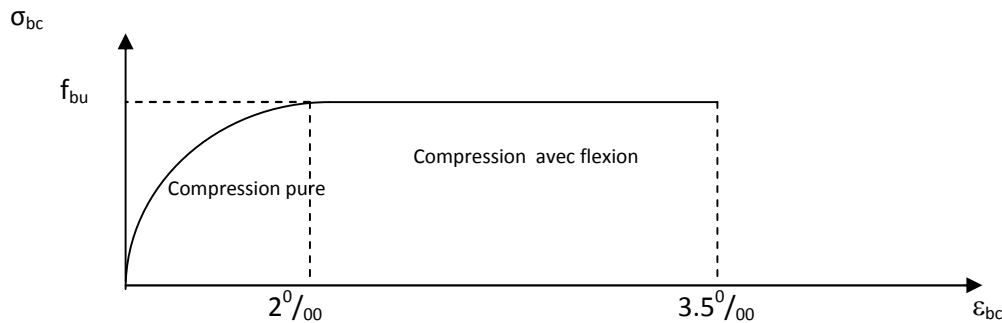


Figure (I.4) : *Diagramme des contraintes déformations du béton.*

Le diagramme parabole rectangle (Figure I.4) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour : } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0.25.f_{bc}.10^3. \varepsilon_{bc} (4 \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc})$$

$$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = f_{bu} \text{ tel que : } f_{bc} = f_{bu} = 0.85.f_{c28} / \theta * \gamma_b$$

I.7.2. L'acier :

a) Définition :

L'acier est un matériau caractérisé par sa limite élastique et son module d'élasticité, on distingue :

Les aciers à haute adhérence (HA) :

Ce sont des barres de section circulaire, dans le but de présenter une surface rugueuse, à fin d'augmenter l'adhérence entre le béton et l'acier.

Ronds lisses (R.L) :

Ce sont des barres laminées de section circulaires.

Treillis soudés :

Ce sont formés à partir d'assemblage de barres, des fils lisses ou à haute adhérence par soudage des nœuds d'intersection des barres.

b) *diagramme des contraintes-déformations de l'acier :*

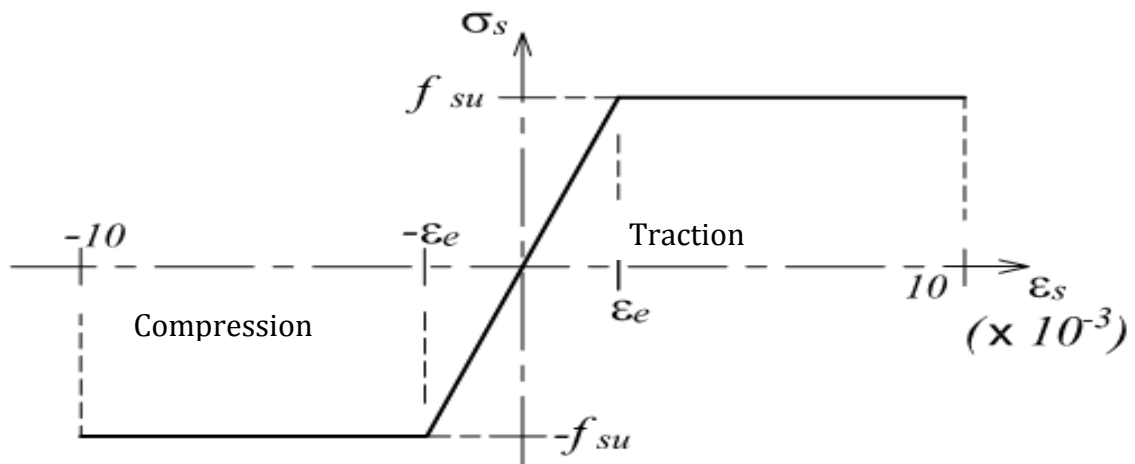


Figure (I.5) : *Diagramme contraintes-déformations de l'acier.*

Avec : $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$; $\varphi_e = \frac{\sigma_s}{E_s}$.

$E_s = 210\,000\text{MPa}$.

γ_s : Coefficient de sécurité : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ cas de situations durable ou transitoire.} \end{array} \right.$

Etat limite de service

On distingue pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (R.L).

$\eta = 1,65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.8. Hypothèses de calculs :

Calcul aux états limites ultimes de résistance :

- Avant déformation toute section plane reste plane après déformation.
- Il n'est y à pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance de béton tendu est négligée.
- Le diagramme contraintes-déformations du béton qu'on peut utiliser dans tous les cas sera le diagramme parabole-rectangle.
- Si l'erreur des déformations unitaires commises ne dépasse pas les 15%, la section d'un groupe des barres tendues ou comprimées doivent être arrangé en leur centre de gravité.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression simple centrée.}$$

- La règle des trois pivots : A l'état limite ultime de résistance le diagramme de déformation d'une section représenté par une droite doit obligatoirement passé par l'une des pivots A, B ou C défini par la figure suivante :

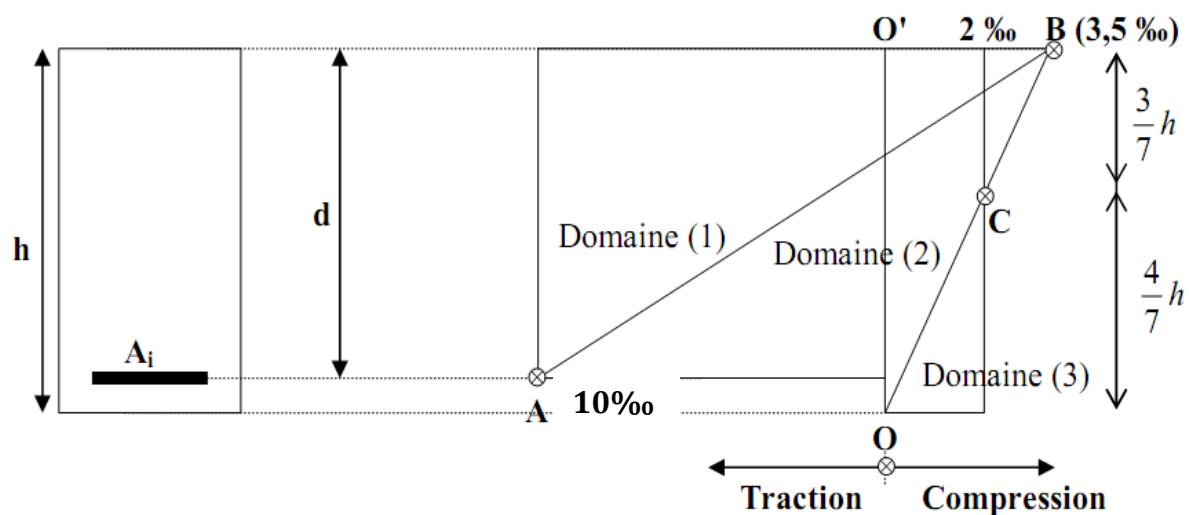


Figure (I.6) : Diagramme des déformations limites à l'ELU.

Le diagramme des déformations passe par le pivot :

- A si $y \leq 0,2593d$
- B si $0,2593 \leq y \leq h$
- C si $y > h$

Commentaire :

Pivot A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

Pivot B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

Pivot C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à 3/7h de la fibre la plus comprimée.

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- $E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa}$.
- $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- On ne tient pas en considération le fluage du béton et le retrait.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier seront considérés comme des matériaux linéaires élastiques.
- Le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris $\eta = 15$ avec $(\eta = \frac{E_s}{E_b})$, η : est appelé coefficient d'équivalence.
- Les contraintes de l'acier et du béton sont proportionnelles aux déformations c'est-à-dire :

$$\triangleright \sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s$$

$$\triangleright \sigma_b = \varepsilon_b \cdot E_b$$

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement se fait pour avoir les sections des différents éléments de l'ouvrage, pour cela on rend compte les recommandations du *BAEL 91*, *RPA 99 Version 2003* et le *CBA 93*.

La transmission des charges se fait comme suite :

Charges \Rightarrow Planchers \Rightarrow Poutrelles \Rightarrow Poutres \Rightarrow Poteaux \Rightarrow Fondations \Rightarrow Sol.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux :

Ce sont les éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure, ils assurent la transmission des efforts aux différents éléments de contreventement.

II.2.1. Les planchers :

Ce sont des aires horizontales séparant les différents niveaux de bâtiment, ils ont une rigidité importante dans leur plan horizontal ce qui leur permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement, même isolent aussi le point de vue thermique.

Pour cette structure, nous avons opté des planchers en corps creux pour les étages courants et RDC, dalle pleine pour les portes à faux (balcons).

II.2.1.1. Planchers à corps creux :

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

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} ; \text{ Selon le CBA 93 Article B.6.8.4.2}$$

Avec : L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L = 425 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{425}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 18,88 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$, 16 cm pour le corps creux et 04 cm pour la dalle de compression.

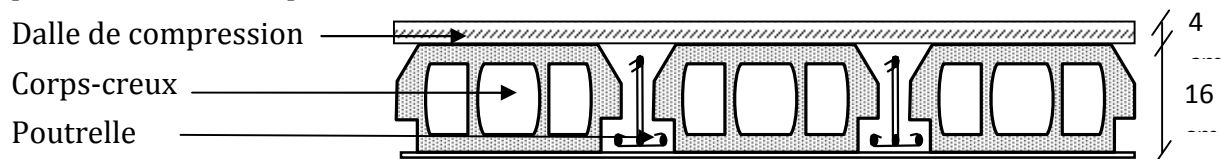


Figure (II.1) : Plancher à corps creux.

▪ **Les poutrelles :**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé ou coulés sur place, leur rôle est de transmettre les charges verticales aux poutres principales. Le choix du sens de la disposition des poutrelles se fait à partir de deux critères suivants :

- ✓ *Critère de la plus petite portée* : on dispose les poutrelles avec le sens de la plus petite portée.
- ✓ *Critère de la continuité* : on dispose les poutrelles selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possible.

▪ **Pré dimensionnement des poutrelles :**

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20$ cm).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : Largeur de la nervure ;

Tel que : $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times 20 \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}$$

On opte pour : $b_0 = 10$ cm

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

L_x : Est l'entre nus de deux poutrelles successives.

L_y : Est la distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_x = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 250 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}; \frac{250}{10} \right] \Rightarrow b \leq 60 \text{ cm}$$

On opte pour : $b = 60$ cm.

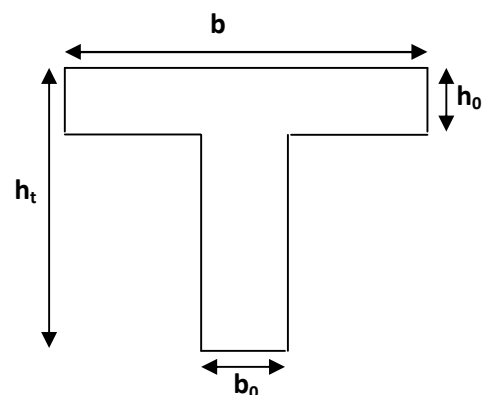


Figure (II.2) : Schéma d'une section en T d'une poutrelle.

II.2.1.2. Planchers à dalle pleine(Balcon) :

On détermine l'épaisseur de la dalle pleine à partir des conditions suivantes :

a. Résistance au feu BAEL91.

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

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

$e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe feu.

On prend $e = 12 \text{ cm}$.

b. Résistance à la flexion :

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- 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).

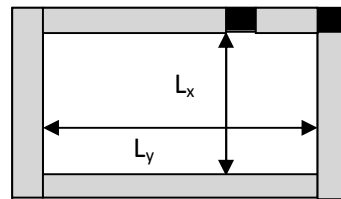
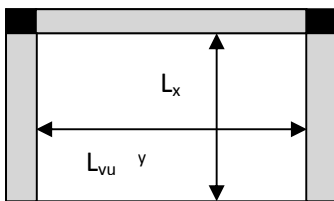
Dalle sur trois et quatre appuis :

Figure (II.3) : Dalle pleine sur trois appuis. **Figure (II.4) :** Dalle pleine sur quatre appuis.

La dalle sur trois appuis c'est la plus défavorable, donc : $L_x = 150 \text{ cm}$.

On aura donc : $\frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3.0 \leq e \leq 3.75$

Donc : On prend $e = 3.5 \text{ cm}$.

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles $e = 14 \text{ cm}$ sous réserve de vérifier la condition de flèche.

II.2.2. L'acrotère :

L'acrotère est un élément structural secondaire, il est assimilé à une console encastrée au dernier niveau de l'ouvrage, il est réalisé en béton armé, ce dernier a pour rôle d'empêcher des eaux pluviales ainsi qu'un rôle de garde corps pour les terrasses accessibles.

L'acrotère est soumis à des charges verticales dues au son poids propre G et une charge d'exploitation non pondérée Q , ainsi des charges horizontales dues à une force sismique F_p .

Dans notre cas on à trois types d'acrotère :

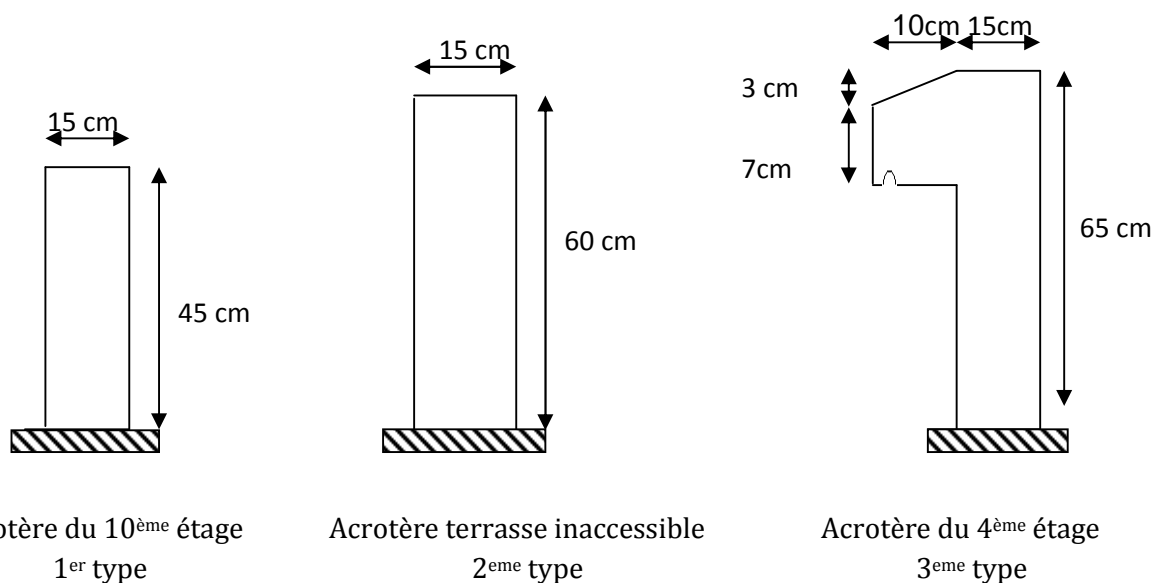


Figure (II.5) : Types d'acrotère.

- **Charge verticales :**

Tableau (II.1) : Poids d'acrotère.

| Type | Hauteur (m) | Epaisseur (m) | Surface (m ²) | Enduit de ciment (e=2cm). (KN/ml) | Poids propre (KN/ml) | (G)Total (KN/ml) |
|------|-------------|---------------|---------------------------|-----------------------------------|----------------------|------------------|
| 1 | 0.4500 | 0.1500 | 0.0675 | 0.4000 | 1.6875 | 2.0875 |
| 2 | 0.6000 | 0.1500 | 0.0900 | 0.4000 | 2.2500 | 2.6500 |
| 3 | 0.7000 | 0.1500 | 0.1060 | 0.4000 | 2.6500 | 3.0500 |

A partir de DTR B.C.2.2. la charge d'exploitation est : $Q=1.00KN/ml$

II.2.3. Les escaliers :

L'escalier est un élément qui sert à relier les différents niveaux d'un bâtiment, il est réalisé en béton armé sur place.

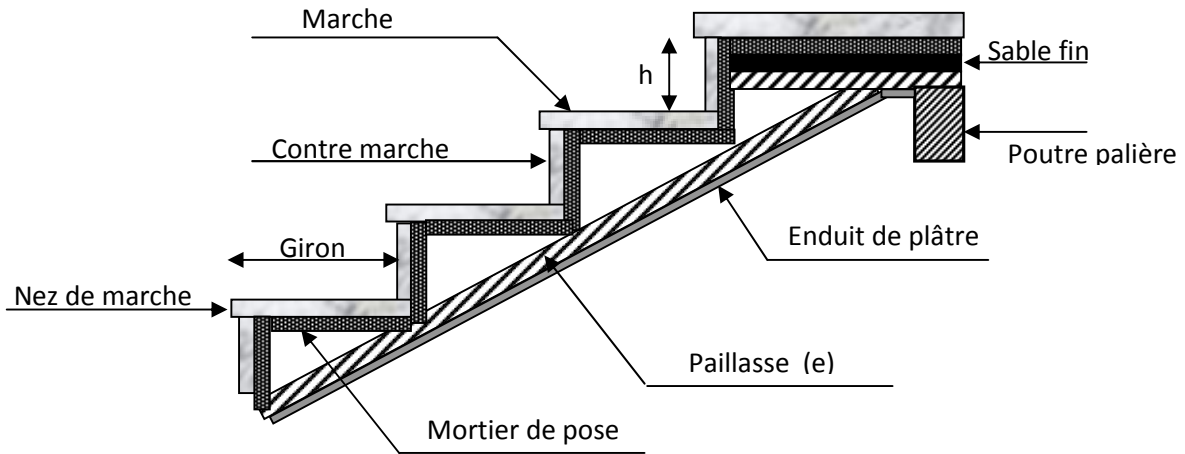


Figure (II.6) : Schéma d'un escalier.

Le calcul d'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contremarches, on utilise la relation de BLONDEL

$$59 < 2h + g < 66$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{array} \right. \dots\dots(01)$$

n : Nombre de contre marche.

H : Hauteur de la volée.

L : Longueur de la volée.

g: Le giron

Soit : $g + 2h = 64cm$ (02)

On remplace (01) dans (02) on obtient l'équation : $64n^2 - (64 + 2H + L) n + 2H = 0$.

En fonction du nombre de volées ; nous avons définis deux types d'escalier : escalier à deux volées et escalier à une seule volée.

- **1^{er} type : une seule volée :**

Escalier RDC :

$$H = 1.02 \text{ m.}$$

$$L = 1.80 \text{ m.}$$

$$\alpha = 29.53^\circ.$$

$$l = \frac{1.02}{\sin 29.53} \Rightarrow l = 2.07 \text{ m.}$$

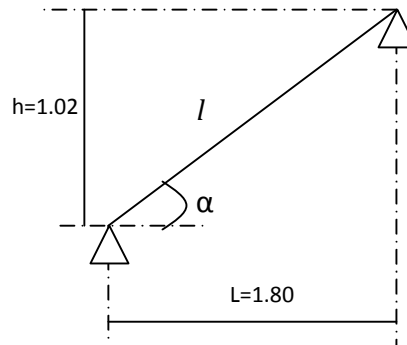


Figure (II.7) : Coupe d'escalier RDC type 1.

De ces données on obtient l'équation :

$$64n^2 - 448n + 204 = 0.$$

Après la résolution, on trouve : $n = 6.52$.

On opte pour un nombre de contre marche : $n=7$.

Ce qui donne le nombre de marche égale à 6.

D'où :

$$h = \frac{H}{n} = 14.50 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 30.00 \text{ cm.}$$

On dimensionne la paillasse à partir de la condition de la flèche suivante :

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

Ce qui donne $6.90 \text{ cm} \leq e \leq 10.35 \text{ cm}$

On opte une épaisseur de paillasse : $e=14 \text{ cm}$.

Tableau (II.2) : Caractéristique d'escalier RDC.

| $H_{volé}$ (m) | $L_{volé}$ (m) | α (degré) | l_{consol} (m) | n | $(n-1)$ | Giron (m) | $h_{contre\ marche}$ (m) | $e_{paillasse}$ (m) |
|-------------------|-------------------|---------------------|---------------------|-----|---------|--------------|-----------------------------|------------------------|
| 1.02 | 2.03 | 29.53 | 1.40 | 8 | 7 | 0.30 | 0.145 | 0.14 |

• 2^{eme} type : deux volées :

Escalier RDC :

Dans notre cas les volées sont pareilles.

$$H = 1.53m.$$

$$L = 2.40m.$$

$$\alpha = 32.51^\circ.$$

$$L_{total} = 5m$$

L_{total} : C'est la longueur réelle entre appui

$$l = 1.70 + \frac{1.53}{\sin 32.51} + 0.45 \Rightarrow l = 5.00m$$
 De ces données on obtient l'équation :

$$64n^2 - 610n + 306 = 0.$$

Après la résolution, on trouve : $n = 8.999$

On opte pour un nombre de contre marche : $n = 9$

Ce qui donne le nombre de marche égale à 8.

D'où :

$$h = \frac{H}{n} = 17cm \quad ; \quad g = \frac{L}{n-1} = 30cm$$

On dimension la paillasse suivant la condition de la flèche :

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

Ce qui donne $16.66cm \leq e \leq 25cm$ pour notre cas.

On opte pour : $e = 18cm$.

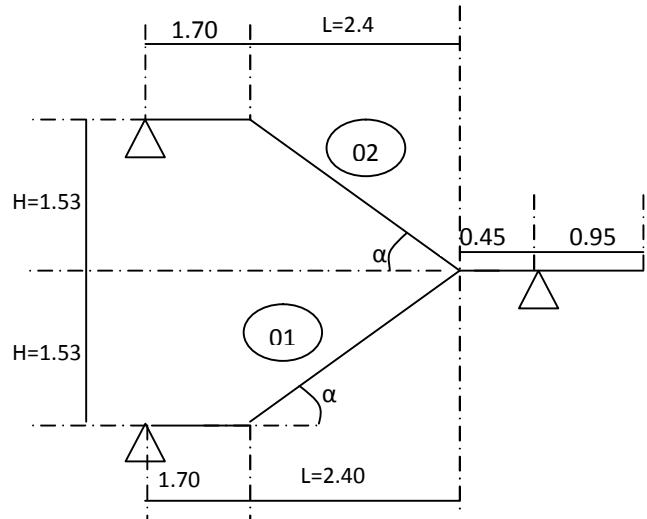


Figure (II.8) : Coupe d'escalier RDC type 2.

▪ **Épaisseur du palier de repos :**

Le palier de repos se dimensionne comme une dalle pleine sur un appui

1^{ère} condition de résistance : $e \geq \frac{L}{20}$; L : longueur de la console L= 95cm

$$e \geq \frac{L}{20} \Rightarrow e \geq 4.75\text{cm.}$$

2^{ème} condition de coupe-feu : $e \geq 11\text{cm}$ pour 2heure de coupe-feu

On choisit l'épaisseur de palier de repos : $e=12\text{cm}$

On récapitule les différentes caractéristiques de l'escalier RDC dans le tableau suivant :

Tableau (II.3) : Caractéristique d'escalier RDC.

| <i>H</i> étage (m) | Volée | <i>H</i> volée (m) | <i>L</i> volée (m) | α (degré) | <i>l</i> _{total} (m) | <i>n</i> | (<i>n</i> -1) | Giron (m) | <i>h</i> _{contre merche} (m) | <i>e</i> paillasse (m) |
|-----------------------|-------|-----------------------|-----------------------|---------------------|----------------------------------|----------|----------------|--------------|--|------------------------------|
| 3.06 | 01 | 1.53 | 2.40 | 32.51 | 5.00 | 9 | 8 | 0.30 | 0.17 | 0.18 |
| | 02 | 1.53 | 2.40 | 32.51 | 5.00 | 9 | 8 | 0.30 | 0.17 | |

Escalier du 1^{er} au 4^{ème} étage :

$H = 1.44\text{m.}$

$L = 2.40\text{m.}$

$\alpha = 30.96^\circ.$

$l = 1.70 + \frac{1.44}{\sin 30.96} + 0.45 \Rightarrow l = 4.90\text{m.}$

De ces données on obtient l'équation :

$64n^2 - 592n + 288 = 0.$

Après la résolution, on trouve :

$n = 8.79.$

On opte pour un nombre de contre marche : $n = 9$

Ce qui donne le nombre de marche égale à 8.

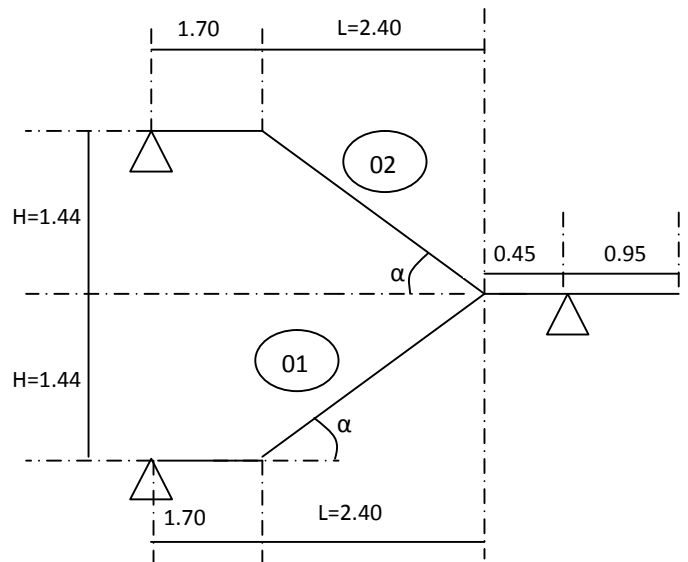


Figure (II.9) : Coupe d'escalier 1^{er} au 4^{ème} étage.

D'où :

$$h = \frac{H}{n} = 16\text{cm} \quad ; \quad g = \frac{L}{n-1} = 30\text{cm}$$

On dimensionne la paillasse suivant la condition de la flèche :

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

Ce qui donne $16.33\text{cm} \leq e \leq 24.5\text{cm}$ pour notre cas.

On opte pour : $e = 17\text{cm}$.

Pour le palier de repos, l'épaisseur $e = 12\text{cm}$ car $L = 95\text{cm}$.

On récapitule les différentes caractéristiques de l'escalier RDC dans le tableau suivant :

Tableau (II.4) : Caractéristique d'escalier 1^{er} au 4^{eme} étage.

| $H_{\text{étage}}$ (m) | Volée | $H_{\text{volée}}$ (m) | $L_{\text{volée}}$ (m) | α (degré) | l_{total} (m) | n | $(n-1)$ | Giron (m) | h_{contre} merche (m) | e paillasse (m) |
|---------------------------|-------|---------------------------|---------------------------|---------------------|---------------------------|-----|---------|--------------|--------------------------------------|-------------------------|
| 2.88 | 01 | 1.44 | 2.40 | 30.96 | 4.90 | 9 | 8 | 0.30 | 0.16 | 0.17 |
| | 02 | 1.44 | 2.40 | 30.96 | 4.90 | 9 | 8 | 0.30 | 0.16 | |

Escalier du 4^{eme} au 10^{eme} étage :

$$H_1 = 1.60\text{m}. \quad H_2 = 1.28\text{m}$$

$$L_1 = L_2 = 2.50\text{m}.$$

$$\alpha_1 = 32.61^\circ.$$

$$\alpha_2 = 27.11^\circ.$$

$$l_1 = 1.55 + \frac{1.60}{\sin 32.61} + 0.50$$

$$\Rightarrow l_1 = 5.00\text{m}.$$

$$l_2 = 1.55 + \frac{1.28}{\sin 27.11} + 0.50$$

$$\Rightarrow l_2 = 4.90\text{m}.$$

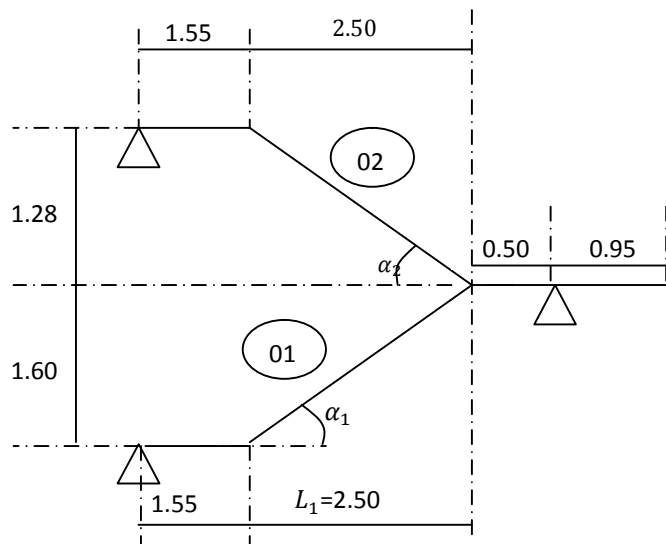


Figure (II.10) : Coupe d'escalier 4^{er} au 10^{eme} étage.

- **Volée 1 :**

De ces données on obtient l'équation : $64n^2 - 634n + 320 = 0$.

Après la résolution, on trouve : $n = 9.355$

On opte pour un nombre de contre marche : $n = 10$

Ce qui donne le nombre de marche égale à 9.

D'où :

$$h_1 = \frac{H_1}{n} = 16cm \quad ; \quad g_1 = \frac{L_1}{n-1} = 27.75cm$$

On dimension la paillasse suivant la condition de la flèche :

$$\frac{l_1}{30} \leq e_1 \leq \frac{l_1}{20}$$

Ce qui donne $16.66cm \leq e_1 \leq 25.00cm$ pour ce cas.

On opte pour : $e_1 = 18cm$.

- **Volée 2 :**

De ces données on obtient l'équation : $64n^2 - 570n + 256 = 0$.

Après la résolution, on trouve : $n = 8.42$.

On opte pour un nombre de contre marche : $n = 9$.

Ce qui donne le nombre de marche égale à 8.

D'où : $h_2 = \frac{H_2}{n} = 14.25cm$

$$g_2 = \frac{L_2}{n-1} = 31.25cm$$

On dimension la paillasse suivant la condition de la flèche : $\frac{l_2}{30} \leq e_2 \leq \frac{l_2}{20}$

Ce qui donne $16.33cm \leq e_2 \leq 24.50cm$ pour ce cas.

On opte pour : $e_2 = 18cm$.

On récapitule les différentes caractéristiques de l'escalier dans le tableau suivant :

Tableau (II.5) : Caractéristique d'escalier 4^{eme} au 10^{eme} étage.

| $H_{\text{étage}}$ (m) | Volée | $H_{\text{volée}}$ (m) | $L_{\text{volée}}$ (m) | α (degré) | l_{total} (m) | n | $(n-1)$ | Giron (m) | $h_{\text{contre}}^{\text{marche}}$ (m) | e paillasse (m) |
|---------------------------|-------|---------------------------|---------------------------|---------------------|---------------------------|-----|---------|--------------|--|-------------------------|
| 2.88 | 01 | 1.60 | 2.50 | 32.61 | 5.00 | 10 | 9 | 0.272 | 0.16 | 0.18 |
| | 02 | 1.28 | 2.50 | 27.11 | 4.90 | 9 | 8 | 0.312 | 0.142 | |

II.2.4. Evaluation des charges des éléments non structuraux :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau (II.6) : *Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.*

| | Désignation des éléments | épaisseur (cm) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|----------|------------------------------|----------------|------------------------------|----------------------------|
| 1 | Gravions roulé de protection | 5 | 20 | 1,00 |
| 2 | Etanchéité multicouche | 2 | 6 | 0,12 |
| 3 | Forme de pente (15%) | 10 | 22 | 2,20 |
| 4 | Isolation thermique en liège | 4 | 4 | 0,16 |
| 5 | Enduit en ciment | 2 | 20 | 0,40 |
| | Plancher à corps creux | (16+4) | 14,25 | 2,85 |
| | Charge permanente totale | | | G = 6,73 |
| | Surcharge d'exploitation | | | Q = 1,00 |

- **Plancher terrasse accessible :**

Tableau (II.7) : *Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.*

| | Désignation des éléments | épaisseur (cm) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|----------|------------------------------|----------------|------------------------------|----------------------------|
| 1 | Revêtement carrelage | 2 | 22 | 0,44 |
| 2 | Mortier de pose | 2 | 20 | 0,40 |
| 3 | Etanchéité multicouche | 2 | 6 | 0,12 |
| 4 | Forme de pente (15%) | 10 | 22 | 2,20 |
| 5 | Isolation thermique en liège | 4 | 4 | 0,16 |
| 6 | Enduit en ciment | 2 | 20 | 0,40 |
| | Plancher à corps creux | (16+4) | 14,25 | 2,85 |
| | Charge permanente totale | | | G = 6,57 |
| | Surcharge d'exploitation | | | Q = 1,50 |

○ **Plancher étage courant :**

Tableau (II.8) : *Evaluation des charges du plancher étage courant.*

| | Désignation des éléments | épaisseur (cm) | Densité (kN/m ³) | Poids (kN/m ²) |
|--------------------------|--------------------------|----------------|------------------------------|----------------------------|
| 1 | Revêtement carrelage | 2 | 22 | 0,44 |
| 2 | Mortier de pose | 2 | 20 | 0,40 |
| 3 | Lit de sable | 2 | 18 | 0,36 |
| 4 | Enduit en ciment | 2 | 20 | 0,40 |
| | Dalle en corps creux | (16+4) | 14,25 | 2,85 |
| | Cloison de séparation | 10 | 9 | 0,90 |
| Charge permanente totale | | | | G = 5,35 |
| Surcharge d'exploitation | | | | Q = 1,50 |

○ **Plancher RDC (commercial) :**

Tableau (II.9) : *Evaluation des charges du plancher RDC.*

| | Désignation des éléments | épaisseur (cm) | Densité (kN/m ³) | Poids (kN/m ²) |
|--------------------------|--------------------------|----------------|------------------------------|----------------------------|
| 1 | Revêtement carrelage | 2 | 22 | 0,44 |
| 2 | Mortier de pose | 2 | 20 | 0,40 |
| 3 | Lit de sable | 2 | 18 | 0,36 |
| 4 | Enduit en ciment | 2 | 20 | 0,40 |
| | Dalle en corps creux | (16+4) | 14,25 | 2,85 |
| | Cloison de séparation | 10 | 9 | 0,90 |
| Charge permanente totale | | | | G = 5,35 |
| Surcharge d'exploitation | | | | Q = 2,50 |

○ **Dalle pleine et balcon :**

Tableau (II.10) : *Evaluation des charges du balcon.*

| | Désignation des éléments | épaisseur (cm) | Densité (kN/m ³) | Poids (kN/m ²) |
|--------------------------|--------------------------|----------------|------------------------------|----------------------------|
| 1 | Revêtement carrelage | 2 | 22 | 0,44 |
| 2 | Mortier de pose | 2 | 20 | 0,40 |
| 3 | Lit de sable | 2 | 18 | 0,36 |
| 4 | Enduit en ciment | 2 | 20 | 0,40 |
| | Dalle pleine | 14 | 25 | 3,50 |
| | Cloison de séparation | 10 | 9 | 0,90 |
| Charge permanente totale | | | | G = 6,00 |
| Surcharge d'exploitation | | | | Q = 3,50 |

○ Cloisons extérieures :

Tableau (II.11) : *Evaluation des charges des cloisons extérieures.*

| Désignation des éléments | épaisseur (cm) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|----------------------------|----------------|------------------------------|----------------------------|
| Brique creuse | 10 | 9 | 0,90 |
| Brique creuse | 15 | 9 | 1,35 |
| Enduit extérieur en ciment | 2 | 20 | 0,40 |
| Enduit intérieur en ciment | 1,5 | 20 | 0,30 |
| Charge permanente totale | | | G = 2,95 |

○ Les escaliers :

➤ Palier :

Tableau (II.12) : *Evaluation des charges du palier de repos.*

| Désignation des éléments | Epaisseur (cm) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|--------------------------|----------------|------------------------------|----------------------------|
| Carrelage | 2 | 22 | 0,44 |
| Mortier de pose | 2 | 20 | 0,40 |
| Lit de sable | 2 | 18 | 0,36 |
| Dalle en béton armé | 14 | 25 | 3,50 |
| Enduit ciment | 2 | 20 | 0,40 |
| Charge permanente totale | | | G = 5,10 |
| Surcharge d'exploitation | | | Q = 2,50 |

➤ Volée :

Tableau (II.13) : *Evaluation des charges de la volée.*

| Désignation des éléments | Epaisseur (cm) | Densité (KN/m ³) | Poids (KN/m ²) |
|--------------------------|----------------|------------------------------|----------------------------|
| Carrelage | 2 | 22 | 0,44 |
| Mortier de pose | 2 | 20 | 0,40 |
| Lit de sable | 2 | 18 | 0,36 |
| Paillasse | 18/(cos α) | 25 | 5,33 |
| Gardes corps | // | // | 0,60 |
| Marches | 18×(1/2) | 22 | 1,98 |
| Enduit ciment | 2 | 20 | 0,40 |
| Charge permanente totale | | | G = 9,15 |
| Surcharge d'exploitation | | | Q = 2,50 |

II.3. Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

Ce sont les éléments qui assurent le contreventement de notre structure.

II.3.1. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types; poutres principales et poutres secondaires.

II.3.1.1. Les poutres principales (P.P) :

Ce sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du BAEL 91 suivante :

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

Avec h_t : hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{max} = 4.70$ m).

$$\text{D'où : } \frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10}$$

$$\text{Donc : } 31.33 \leq h_t \leq 47.00$$

Soit $h_t = 40$ cm et $b = 30$ cm.

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du *RPA99 Version 2003* (Art : 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{lll} b \geq 20 \text{ cm} & \text{On a } b = 30 \text{ cm.} & \longrightarrow \text{Vérfifié.} \\ h \geq 30 \text{ cm} & \text{On a } h = 40 \text{ cm.} & \longrightarrow \text{Vérfifié.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} & \text{On a } h / b = 40 / 30 = 1.33 & \longrightarrow \text{Vérfifié.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions du *RPA99* sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

$$h = 40 \text{ cm ; } b = 30 \text{ cm.}$$

II.3.1.2. Les poutres secondaires (P.S) :

Ce sont les poutres parallèles aux poutrelles. Elles sont prés dimensionnés selon la condition de flèche du *BAEL 91*.

$$L = L_{max} = 4.25 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } \frac{425}{15} \leq h_t \leq \frac{425}{10}$$

$$\text{Donc : } 28.33 \leq h_t \leq 42.50 \quad \text{soit } h_t = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du *RPA99 Version 2003* (Art : 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{lll} b \geq 20 \text{ cm} & \text{On a } b = 30\text{cm} & \longrightarrow \text{Vérfié.} \\ h \geq 30 \text{ cm} & \text{On a } h = 35\text{cm} & \longrightarrow \text{Vérfié.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} & \text{On a } h / b = 35 / 30 = 1.16 & \longrightarrow \text{Vérfié.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions du *RPA99* sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :

$$h = 35 \text{ cm} ; b = 30\text{cm}.$$

II.3.2. Les voiles:

Le Pré dimensionnement des voiles se fera d'après le *RPA99*. Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement sont :

- ✓ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- ✓ Les actions horizontales : effet de séisme.

Selon le *RPA99 Version 2003*, (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles est :

- $e \geq 15 \text{ cm}$ (L'épaisseur minimale)(1).
- $e \geq h_e / 20$ (condition de rigidité)(2).
- $L \geq 4 e$ (Pour la vérification)(3).

Avec :

- h_e : Hauteur libre d'étage.
- e : Epaisseur du voile.
- L : Longueur du voile.

Tableau (II.14) : Pré dimensionnement des voiles.

| Nature d'étage | Hauteur libre d'étage (m) | Epaisseur du voile $e \geq h_e / 20$ (cm) |
|----------------|---------------------------|---|
| RDC | 03.68 | 18.40 |
| Etage courant | 02.48 | 12.40 |

On adopte une épaisseur :

$$e = 22 \text{ cm} \quad \text{pour tous les étages.}$$

➤ Vérification :

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{min} \geq 4e . \text{ d'où } L_{min} \geq 88 \text{ cm}$$

II.3.3. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux, selon le *RPA99 Version 2003* (Article 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- $Min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$.
- $Min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$.
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectuer la descente de charge, en vérifiant les recommandations du *RPA99 Version 2003* citées ci dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

- RDC et 1^{er} étage : poteaux (55,50) cm².
- 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage: poteaux (50, 45) cm².
- 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étage : poteaux (45,40) cm².
- 9^{ème}, 10^{ème} étage, buanderie : poteaux (40,30) cm²

II.4. Descente de charges :

Dans notre cas le poteau qui participe dans toute la structure, est celui de la cage d'escalier E7, Mais le problème c'est qu'il contient une surface afférente petite. On remarque que les surfaces afférentes changent d'étage à l'autre, à cause de l'irrégularité en élévation et en plan de notre structure.

Pour cela, on prend un autre poteau C8 de la structure qui contient une surface afférente un peu plus grande que le poteau de la cage d'escalier.

➤ **Le poteau E7 :**

Les surfaces afférentes :

a) RDC, 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} étages :

Surface de la dalle pleine :

$$S = 2.075 \times 0.75 = 1.5562 \text{ m}^2.$$

b) 4^{eme} étage:

Surface de la dalle pleine:

$$S = 2.075 \times 0.75 = 1.5562 \text{ m}^2.$$

Surface de la cage d'escalier :

$$\text{Palier : } S = 1.6 \times 1.8 = 2.88 \text{ m}^2.$$

$$\text{Volée : } S = 0.55 \times 1.4 = 0.77 \text{ m}^2.$$

c) 5^{eme} étage :

Surface de plancher à corps creux :

$$S = 0.4 \times 2.275 = 0.91 \text{ m}^2.$$

Surface de la dalle pleine :

$$S = (2.075 \times 1.5) + (0.325 \times 1.75) = 3.6812 \text{ m}^2.$$

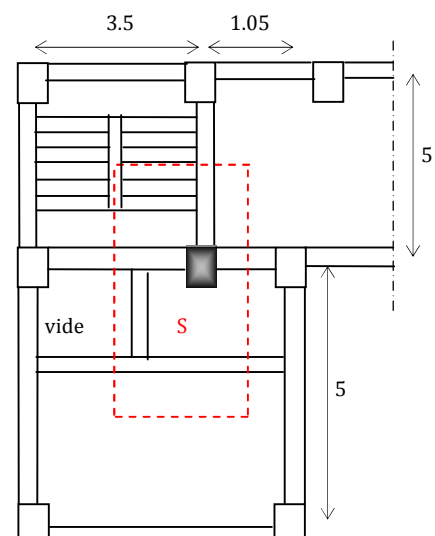
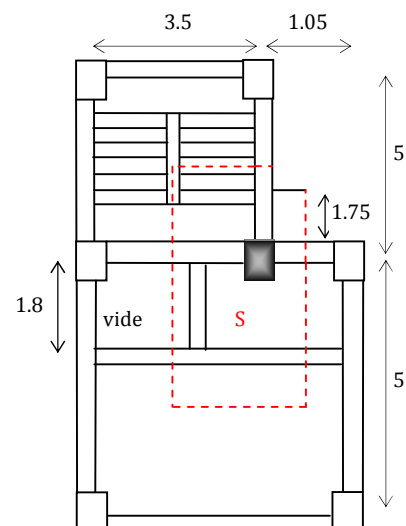
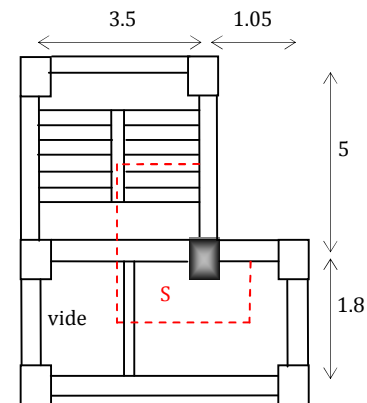
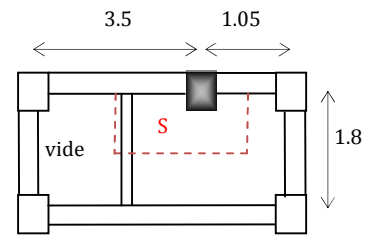
d) 6^{eme}, 7^{eme} et 8^{eme} étages :

Surface de plancher à corps creux :

$$S = (0.4 \times 2.275) + (2.35 \times 0.375) = 1.791 \text{ m}^2.$$

Surface de la dalle pleine :

$$S = 2.075 \times 1.5 = 3.1125 \text{ m}^2.$$



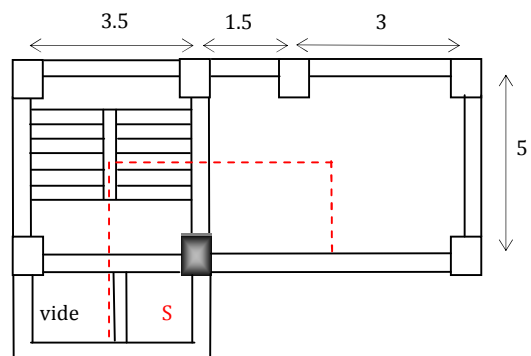
e) 9^{eme} et 10^{eme} étages :

Surface de plancher à corps creux :

$$S = 2.1 \times 2.35 = 4.935 \text{ m}^2.$$

Surface de balcon :

$$S = 1.4 \times 1.35 = 1.89 \text{ m}^2$$



f) Terrasse :

Surface de la cage d'escalier :

Palier : $S = 1.6 \times 1.8 = 2.88 \text{ m}^2.$

Volée : $S = 0.55 \times 1.4 = 0.77 \text{ m}^2.$

➤ Le poteau C8 :

- Les surfaces afférentes :

1. RDC, 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} et le 4^{eme} étage.

1.1. Plancher à corps creux

Pour G :

$$S = (1.575 + 2.125) \times 2.075 = 7.677 \text{ m}^2$$

Pour Q :

$$S = (2.275 + 1.725) \times 2.225 = 8.9 \text{ m}^2$$

1.2. Escaliers :

La paillasse :

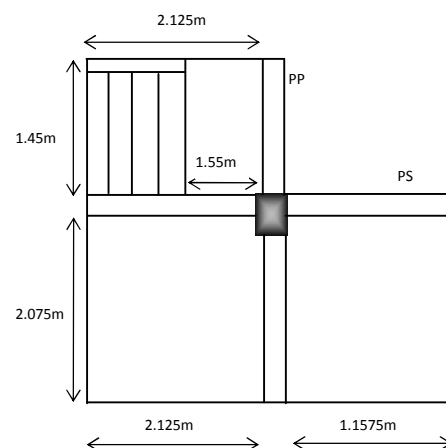
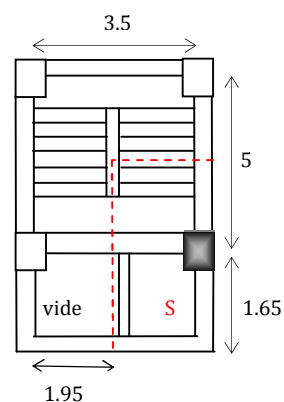
$$S = (1.45 \times 1.55) = 2.247 \text{ m}^2$$

La volée :

$$S = (1.4 \times 0.575) = 0.805 \text{ m}^2$$

1.3. Poutres :

La largeur de Poutre principale : $L_{pp} = 3.525 \text{ m}$



La largeur de poutre secondaire :

$$L_{ps} = 3.73 \text{ m}$$

2. Le 5^{ème} étage.

2.1. Le corps creux :

Pour G :

$$S = (2.125 + 1.575) \times (2.35 + 2.075) = 11.96 \text{ m}^2$$

Pour Q :

$$S = 13.838 \text{ m}^2$$

2.2. Les poutres :

La largeur de la poutre principale.

$$P_{pr} = 4.425 \text{ m}$$

La largeur de la poutre secondaire.

$$P_s = 3.73 \text{ m}$$

3. le 6^{ème}, 7^{ème} et le 8^{ème} étage.

3.1 Le corps creux :

Pour G :

$$S = (2.125 + 1.575) \times (2.35 + 2.075) = 11.96 \text{ m}^2$$

Pour Q :

$$S = 13.838 \text{ m}^2$$

3.2. Les poutres

La largeur de la poutre principale.

$$P_{pr} = 4.425 \text{ m}$$

La largeur de la poutre secondaire.

$$P_s = 3.73 \text{ m}$$

3.3. Le balcon

$$S = (2.125 \times 1.50) = 3.187 \text{ m}^2$$

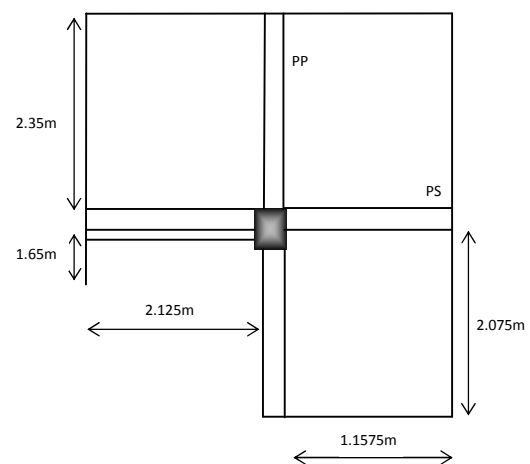
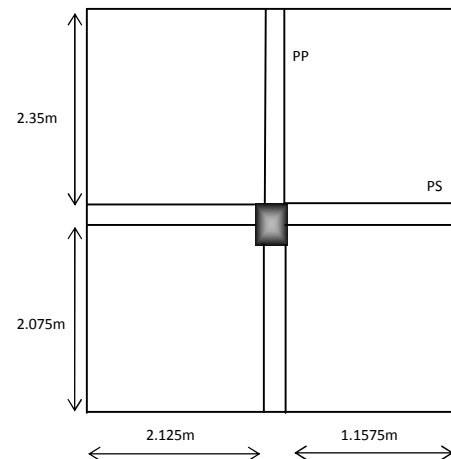
➤ Poids propres des poutres de poteau E7 :

Niv (RDC, 1, 2, 3) :

$$G_{poutre} = 25[(0.35 \times 0.3 \times 1.775) + (0.3 \times 0.2 \times 0.75)] = 5.78 \text{ KN.}$$

Niv (4) :

$$G_{poutre} = 5.78 + (25 \times 0.4 \times 0.3 \times 2.25) = 12.53 \text{ KN.}$$



Niv (5) :

$$G_{poutre} = 12.53 + (25 \times 0.3 \times 0.2 \times 2.225) = 15.86 \text{ KN.}$$

Niv (6, 7, 8) :

$$G_{poutre} = 12.53 + (25 \times 0.3 \times 0.2 \times 2.225) = 15.86 \text{ KN.}$$

Niv (9, 10) :

$$G_{poutre} = 25[(0.4 \times 0.3 \times 3.75) + (0.35 \times 0.3 \times 3.7) + (0.3 \times 0.2 \times 2.95)] = 25.39 \text{ KN.}$$

Terrasse :

$$G_{poutre} = 25[(0.35 \times 0.3 \times 1.55) + (0.4 \times 0.3 \times 3.8) + (0.3 \times 0.2 \times 2.95)] = 19.89 \text{ KN.}$$

➤ **Poids propres des poteaux :**

$$\text{Niv (RDC) : } G_{poteau} = (25 \times 0.55 \times 0.5 \times 4.08) = 28.05 \text{ KN.}$$

$$\text{Niv (1) : } G_{poteau} = (25 \times 0.55 \times 0.5 \times 2.88) = 19.80 \text{ KN.}$$

$$\text{Niv (2, 3, 4) : } G_{poteau} = (25 \times 0.5 \times 0.45 \times 2.88) = 16.20 \text{ KN.}$$

$$\text{Niv (5, 6, 7, 8) : } G_{poteau} = (25 \times 0.45 \times 0.4 \times 2.88) = 12.96 \text{ KN.}$$

$$\text{Niv (9, 10, terrasse) : } G_{poteau} = (25 \times 0.4 \times 0.3 \times 2.88) = 8.64 \text{ KN.}$$

➤ **Loi de dégression :**

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Enoncé de la loi de dégression :

Les surcharges d'exploitation sont égales

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n = Q$ (Étages à usage d'habitation), et

soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse

couvrant le bâtiment. La loi de dégression sera comme suite :

Sous la terrasse: Q_0 .

Premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.

Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.

Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Pour n étage ($n \geq 5$):

$$Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n).$$

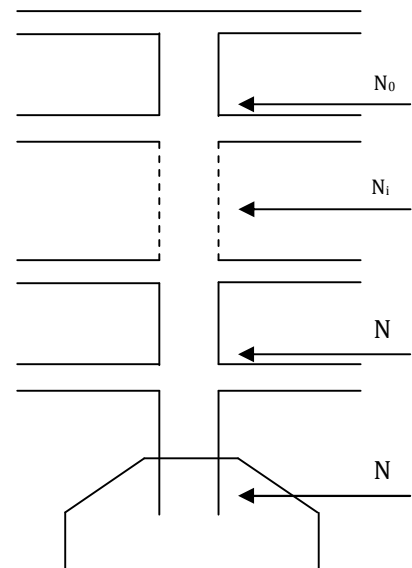


Figure (II.11) : Schéma statique de la décente de charge.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau E7 sont dans le tableau suivant :

Tableau (II.15) : *La décente de charge de poteau E7.*

| Niveau | Eléments | G (KN) | Q (KN) |
|--------|-------------------------|----------------|---------------|
| N0 | Plancher dalle pleine | 11.340 | 06.615 |
| | Escalier | 22.240 | 09.125 |
| | Poutres | 17.880 | |
| | Poteaux | 08.640 | |
| | Murs extérieurs | 39.196 | |
| | Σ | 99.296 | 15.740 |
| N1 | N0 | 99.296 | |
| | Plancher à dalle pleine | 11.340 | 06.615 |
| | Plancher à corps creux | 26.402 | 07.402 |
| | Escalier | 22.240 | 09.125 |
| | poutres | 22.590 | |
| | Poteaux | 08.640 | |
| | Murs extérieurs | 11.210 | |
| | Σ | 201.718 | 38.882 |
| N2 | N1 | 201.718 | |
| | Plancher à dalle pleine | 11.340 | 06.615 |
| | Plancher à corps creux | 26.402 | 07.402 |
| | Escalier | 22.240 | 09.125 |
| | Poutres | 22.590 | |
| | poteaux | 08.640 | |
| | Murs extérieurs | 11.210 | |
| | Σ | 304.140 | 59.710 |
| N3 | N2 | 304.140 | |
| | Plancher à dalle pleine | 18.675 | 10.894 |
| | Plancher à corps creux | 09.582 | 02.686 |
| | Escalier | 22.240 | 09.125 |
| | Poutres | 14.350 | |
| | poteaux | 12.960 | |
| | Murs extérieurs | 17.193 | |
| | Σ | 399.140 | 77.830 |
| N4 | N3 | 399.140 | |
| | Plancher à dalle pleine | 18.675 | 10.894 |
| | Plancher à corps creux | 09.582 | 02.686 |
| | Escalier | 22.240 | 09.125 |
| | Poutres | 14.350 | |
| | poteaux | 12.960 | |
| | Murs extérieurs | 17.193 | |
| | Σ | 494.140 | 98.264 |

| | | | |
|----|-------------------------|----------------|----------------|
| N5 | N4 | 494.140 | |
| | Plancher à dalle pleine | 18.675 | 10.894 |
| | Plancher à corps creux | 09.582 | 02.686 |
| | Escalier | 22.240 | 09.125 |
| | Poutres | 14.350 | |
| | poteaux | 12.960 | |
| | Murs extérieurs | 17.193 | |
| | Σ | 589.140 | 107.259 |
| N6 | N5 | 589.140 | |
| | Plancher à dalle pleine | 22.087 | 12.884 |
| | Plancher à corps creux | 04.868 | 01.365 |
| | Escalier | 22.240 | 09.125 |
| | Poutres | 14.350 | |
| | poteaux | 12.960 | |
| | Murs extérieurs | 19.936 | |
| | Σ | 685.581 | 119.070 |
| N7 | N6 | 685.581 | |
| | Plancher à dalle pleine | 09.337 | 05.446 |
| | Escalier | 22.240 | 09.125 |
| | Poutres | 11.010 | |
| | poteaux | 16.200 | |
| | Murs extérieurs | 19.936 | |
| | | Σ | 764.304 |
| N8 | N7 | 764.304 | |
| | Plancher à dalle pleine | 09.337 | 05.446 |
| | Escalier | 22.240 | 09.125 |
| | Poutres | 05.110 | |
| | poteaux | 16.200 | |
| | Murs extérieurs | 14.449 | |
| | | Σ | 831.640 |
| N9 | N8 | 831.640 | |
| | Plancher à dalle pleine | 09.337 | 05.446 |
| | Escalier | 22.240 | 09.125 |
| | poutres | 05.110 | |
| | poteaux | 16.200 | |
| | Murs extérieurs | 14.449 | |
| | | Σ | 898.976 |

| | | | |
|------------|-------------------------|-----------------|----------------|
| N10 | N9 | 898.976 | |
| | Plancher à dalle pleine | 09.337 | 05.446 |
| | Escalier | 22.240 | 09.125 |
| | Poutres | 05.110 | |
| | Poteaux | 19.200 | |
| | Murs extérieurs | 14.449 | |
| | Σ | 969.312 | 143.177 |
| N11 | N10 | 969.312 | |
| | Plancher à dalle pleine | 09.337 | 05.446 |
| | Escalier | 22.240 | 09.125 |
| | Poutres | 05.110 | |
| | poteaux | 28.050 | |
| | Murs extérieurs | 21.440 | |
| | Σ | 1055.489 | 149.776 |

Les résultats de la descente des charges pour le poteau C8 sont dans le tableau suivant :

Tableau (II.16) : La décente de charge de poteau C8.

| Niveau | Eléments | G (KN) | Q (KN) |
|-----------|------------------------|----------------|----------------|
| N0 | Plancher à corps creux | 80.491 | 13.838 |
| | Poutre | 13.275 | |
| | Poteau | 12.96 | |
| | balcon | 19.122 | 13.138 |
| | Murs extérieurs | 31.347 | |
| | | Σ | 157.195 |
| N1 | N0 | 157.195 | |
| | Plancher à corps creux | 80.491 | 20.757 |
| | Poutres | 13.275 | |
| | Poteaux | 12.96 | |
| | balcon | 19.122 | 13.138 |
| | Murs extérieurs | 31.347 | |
| | Σ | 314.39 | 60.871 |
| N2 | N1 | 314.39 | |
| | Plancher à corps creux | 80.491 | 20.757 |
| | Poutres | 13.275 | |
| | Poteaux | 12.96 | |
| | balcon | 19.122 | 13.138 |
| | Murs extérieurs | 31.347 | |
| | Σ | 471.587 | 91.376 |

| | | | |
|----------|------------------------|----------------|----------------|
| N3 | N2 | 471.587 | |
| | Plancher à corps creux | 80.491 | 20.757 |
| | Poutres | 13.275 | |
| | Poteaux | 12.96 | |
| | Murs extérieurs | 31.347 | |
| | Σ | 609.658 | 106.668 |
| N4 | N3 | 609.658 | |
| | Plancher à corps creux | 41.072 | 11.515 |
| | Poutres | 10.575 | |
| | poteaux | 16.20 | |
| | Escalier | 19.115 | 7.63 |
| | Murs extérieurs | 22.57 | |
| Σ | 719.19 | 118.51 | |
| N5 | N4 | 719.19 | |
| | Plancher à corps creux | 41.072 | 11.515 |
| | Poutres | 10.575 | |
| | poteaux | 16.20 | |
| | Escalier | 19.115 | 7.63 |
| | Murs extérieurs | 22.57 | |
| Σ | 828.722 | 128.445 | |
| N6 | N5 | 828.722 | |
| | Plancher à corps creux | 41.072 | 11.515 |
| | Poutres | 10.575 | |
| | poteaux | 16.20 | |
| | Escalier | 19.115 | 7.63 |
| | Murs extérieurs | 22.57 | |
| Σ | 938.254 | 136.462 | |
| N7 | N6 | 389.254 | |
| | Plancher à corps creux | 41.072 | 11.515 |
| | Poutres | 10.575 | |
| | Poteaux | 19.80 | |
| | Escalier | 19.115 | 7.63 |
| | Murs extérieurs | 22.57 | |
| Σ | 1051.386 | 144.876 | |
| N8 | N7 | 1051.386 | |
| | Plancher à corps creux | 41.072 | 11.515 |
| | Poutres | 10.575 | |
| | Poteaux | 28.05 | |
| | Escalier | 19.115 | 7.63 |
| | Murs extérieurs | 33.285 | |
| Σ | 1183.483 | 153.663 | |

➤ **Calcul de l'effort normal ultime :**

○ **Le poteau E7 :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1055.489 + 1.5 \times 149.776 = 1649.574 \text{ KN} .$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $Nu = 1.1 \times (1.35 G + 1.5 Q)$

$$\text{D'où, } Nu = 1.1 \times (1649.574) = 1814.531 \text{ KN}$$

○ **Le poteau C8 :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1183.483 + 1.5 \times 153.663 = 1828.196$$

$$\text{D'où, } Nu = 1.1 \times (1828.196) = 2011.0156 \text{ KN}$$

Une fois les efforts normaux ultimes revenant aux poteaux E7 et C8 sont déterminés, on doit vérifier la compression simple et au flambement.

➤ **Vérification à la compression simple :**

$$\text{On doit vérifier la condition suivante : } \frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

Avec B : section du béton

• **Le poteau C8 :**

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2011.0156 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.134 \text{ m}^2$$

$$B = 0.275 \geq 0.134 \text{ m}^2 .$$

On a : $B = 0.55 \times 0.5 = 0.275 \text{ m}^2 .$ Condition vérifiée.

Ces 02 tableaux résument les vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau :

Tableau (II.17) : Vérification de poteau E7 à la compression simple à tous les niveaux.

| Niveaux | N_u (KN) | Sections (cm ²) | Condition $B > B$ calculé | | observation |
|--------------------------|------------|-----------------------------|---------------------------|-----------|-------------|
| | | | B (m ²) | B calculé | |
| 1 ^{er} étage | 1675.670 | 55×50 | 0.275 | 0.111 | vérifiée |
| 2 ^{eme} étage | 1560.583 | 50×45 | 0.225 | 0.104 | vérifiée |
| 3 ^{eme} étage | 1450.301 | 50×45 | 0.225 | 0.096 | vérifiée |
| 4 ^{eme} étage | 1340.510 | 50×45 | 0.225 | 0.089 | vérifiée |
| 5 ^{eme} étage | 1214.553 | 45×40 | 0.180 | 0.081 | vérifiée |
| 6 ^{eme} étage | 1051.850 | 45×40 | 0.180 | 0.070 | vérifiée |
| 7 ^{eme} étage | 895.933 | 45×40 | 0.180 | 0.059 | vérifiée |
| 8 ^{eme} étages | 721.142 | 45×40 | 0.180 | 0.048 | vérifiée |
| 9 ^{eme} étages | 550.169 | 40×30 | 0.120 | 0.036 | vérifiée |
| 10 ^{eme} étages | 363.706 | 40×30 | 0.120 | 0.024 | vérifiée |
| Buanderie | 173.420 | 40×30 | 0.120 | 0.011 | vérifiée |

Tableau (II.18) : Vérification de poteau C8 à la compression simple à tous les niveaux.

| Niveaux | N_u (KN) | Sections (cm ²) | Condition $B > B$ calculé | | observation |
|-------------------------|------------|-----------------------------|---------------------------|-----------|-------------|
| | | | B (m ²) | B calculé | |
| 1 ^{er} étage | 1800.353 | 55×50 | 0.275 | 0.120 | vérifiée |
| 2 ^{eme} étage | 1618.470 | 50×45 | 0.225 | 0.108 | vérifiée |
| 3 ^{eme} étage | 1442.585 | 50×45 | 0.225 | 0.096 | vérifiée |
| 4 ^{eme} étage | 1263.538 | 50×45 | 0.225 | 0.084 | vérifiée |
| 5 ^{eme} étage | 1081.344 | 45×40 | 0.180 | 0.072 | vérifiée |
| 6 ^{eme} étage | 850.580 | 45×40 | 0.180 | 0.0567 | vérifiée |
| 7 ^{eme} étage | 567.3306 | 45×40 | 0.180 | 0.0378 | vérifiée |
| 8 ^{eme} étages | 277.945 | 45×40 | 0.180 | 0.0185 | vérifiée |

➤ **Vérification au flambement :**

On doit vérifier selon le *CBA 93 Article B.8.2.1* que :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite de poteau $\Rightarrow B_r = (b - 2) \cdot (h - 2)$

A_s : Section des armatures calculées

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ tel que :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \cdot (\lambda/35)^2\right]} & \dots\dots\dots 0 < \lambda \leq 50. \\ 0,6(50/\lambda) & \dots\dots\dots 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

l_f : Longueur de flambement : $l_f = (0,7 \cdot l_0)$; Selon le *BAEL93 (Art : B.3.3)*.

i : Rayon de giration définit par : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

λ : Est définie comme suite : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{h \times b^3}{12}$

L_0 : Langueur du poteau.

$$L_f = 0,7 \times 3.68 = 2,576 \text{ m.}$$

$$B = 0,55 \times 0,50 = 0.275 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{0,5 \cdot (0,55)^3}{12} = 6,9323 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{6,9323 \cdot 10^{-3}}{0,275}} = 0,158 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{2.576}{0.158} = 16.30 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.52}{35}\right)^2} = 0.81$$

D'après le BAEL 91/modifiées 99 : pour diminuer B_r on admet que $\frac{A_s}{B} = 1 \%$

On doit vérifier que :

- Pour le poteau E7 :

$$B_r \geq \frac{N_{u_i}}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)} ; \quad B_r \geq \frac{1814.531 \times 10^{-3}}{0.81 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.103 \text{ m}^2$$

$$B_r = 0.103 \text{ m}^2.$$

Or :

$$B_r = (0,55 - 0,02) \cdot (0,5 - 0,02) = 0,2544 \text{ m}^2 > 0,103 \text{ m}^2.$$

Donc, pas de risque de flambement pour le poteau E7 qui continue jusqu'au dernier étage.

- Pour le poteau C8 :

$$B_r \geq \frac{2011.0156 \times 10^{-3}}{0.81 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.113 \text{ m}^2$$

Or :

$$B_r = (0,55 - 0,02) \cdot (0,5 - 0,02) = 0,2544 \text{ m}^2 > 0,113 \text{ m}^2.$$

Donc,

Pas de risque de flambement pour le poteau C8 qui termine au 8^{ème} étage.

II.5.Conclusion :

Le pré-dimensionnement est fait en guise d'un avant projet en répondant aux différentes exigences de pré-dimensionnement données par *RPA99 Version 2003*, *BAEL91* et *CBA93*, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter. L'épaisseur des planchers à corps creux, dalles pleines, les balcons, volées d'escaliers et les paliers de repos d'escaliers. Une fois les éléments non structuraux pré-dimensionnés, nous avons procédé au pré-dimensionnement des éléments structuraux. Les voiles, les sections des poutres principales et les poutres secondaires. Les poteaux ont été étudiés à la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant à :

- la surface afférente.
- l'aboutissement des poutres.
- position par rapport à la cage d'escalier.

Les dimensions des poteaux seront celles supposées :

- RDC et 1^{er} étage : poteaux (55,50) cm².
- 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage: poteaux (50, 45) cm².
- 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étage : poteaux (45,40) cm².
- 9^{ème}, 10^{ème} étage, buanderie : poteaux (40,30) cm².

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère 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 (escaliers, acrotères, planchers, balcons)

On prend pour l'étude de la structure le poteau de la cage d'escalier E7, puisqu'il continu jusqu'à la buanderie.

Introduction :

Ce chapitre sur les éléments secondaires de la structure. On distingue deux types d'élément quoi que ce soit la structure ; Les éléments principaux qui contribuent aux contreventements directs, ainsi que les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : l'escalier, l'acrotère et les planchers et l'ascenseur.

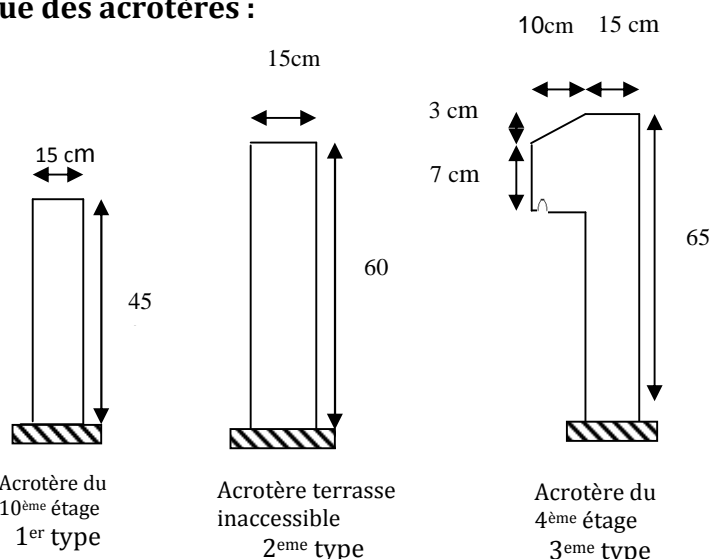
III.1. L'acrotère :

Les hypothèses de calcul sont :

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- Type de fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.

- **Caractéristique géométrique des acrotères :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases}$$



Tableaux (III.1) : Caractéristiques des acrotères.

| Acrotères | Type 1 | Type 2 | Type 3 |
|---------------------|--|--|--|
| G (KN/ml) | 2.0875 | 2.6500 | 3.0500 |
| Q (KN/ml) | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 |
| S (m ²) | 0.0675 | 0.0900 | 0.1060 |
| CDG (m) | X _G = 0.0750 Y _G = 0.2250 | X _G = 0.0750 Y _G = 0.3000 | X _G = 0.1652 Y _G = 0.3465 |

III.1.1. Ferrailage de l'acrotère :

- **Vérification au séisme :**

D'après le *RPA99 Version 2003 Article 6.2.3*, les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone sismique

Zone IIa $\rightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre.

F_p : Force horizontale pour les éléments non structuraux

On doit vérifiée la condition suivant : $F_p < 1,5 Q$

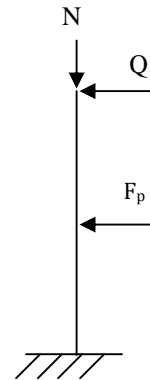


Tableau (III.2) : Vérification au séisme.

| Le type d'acrotère | F_p | $1,5 Q$ | $F_p < 1,5 Q$ |
|--------------------|-----------|---------|---------------|
| Type 1 | 0.8100 kN | 1.5 kN | Vérifiée |
| Type 2 | 1.2720 kN | 1.5 kN | Vérifiée |
| Type 3 | 1.4640 kN | 1.5 kN | Vérifiée |

- **Sollicitations :** $G = W_p \cdot M_{Fp} = F_p \cdot Y_G$
 $Q = 1 \text{ kN}$. $M_Q = Q \cdot h$

- **Combinaison d'action :**

ELU: $N_u = 1.35 G$; $M_u = 1.5 M_Q$

ELS: $N_{ser} = G$; $M_{ser} = M_Q$

Tableau (III.3) : Les efforts normaux dans les acrotères.

| Efforts | Type 1 | Type 2 | Type 3 |
|----------------|--------|--------|--------|
| N_u (KN) | 2.278 | 3.037 | 3.577 |
| N_{ser} (KN) | 1.687 | 2.250 | 2.650 |

Tableau (III.4) : Les moments dans les acrotères.

| Moments | Type 1 | Type 2 | Type 3 |
|-----------------|--------|--------|--------|
| M_{FP} (KN.m) | 0.2862 | 0.3816 | 0.5072 |
| M_Q (KN.m) | 0.4500 | 0.6000 | 0.6500 |

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau (III.5) : Les combinaisons d'action à utiliser.

| Sollicitations | acrotères | RPA 99 | ELU | ELS |
|----------------|-----------|-------------|----------------|---------|
| | | $G + Q + E$ | $1,35G + 1,5Q$ | $G + Q$ |
| N (kN) | Type 1 | 2.087 | 2.818 | 2.087 |
| | Type 2 | 2.650 | 3.577 | 2.650 |
| | Type 3 | 3.050 | 4.117 | 3.050 |
| M (kNm) | Type 1 | 0.632 | 0.675 | 0.450 |
| | Type 2 | 0.981 | 0.900 | 0.600 |
| | Type 3 | 1.116 | 0.975 | 0.650 |

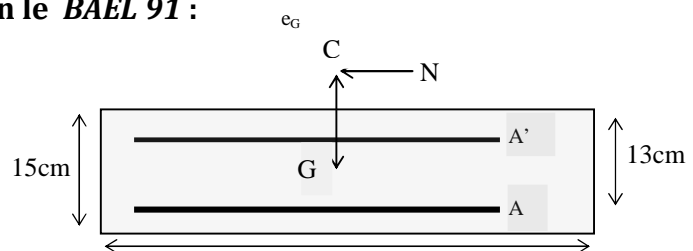
La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

La section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h = 100 \times 15$) cm^2 sollicitée en flexion composée.

- Calcul de la section à l'ELU selon le BAEL 91 :

Position de centre de pression :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.975}{4.117} = 0.237 \text{ m}$$



C : Le centre de pression qui se trouve en dehors de la section nous donne une section partiellement comprimée.

Donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.975 + 4.117 (0.13 - 0.075) = 1.201 \text{ KNm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,201 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.005 < \mu_l = 0.392$$

Pas d'armatures comprimées ($A'=0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_b}}{0.8} = 0.0518 \quad ; \quad z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.127.$$

$$A = \frac{M_f}{z \times f_{sk}} = \frac{1.201 \times 10^{-3}}{0.127 \times 348} = 0.27 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{sk}} = 0.22 \times 10^{-4} - \frac{4.117 \times 10^{-3}}{348} = 0.101 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

◆ **Condition de non fragilité selon le BAEL 91 :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} > A \Rightarrow \text{On adopte } A = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

◆ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3 \text{ HA8 } (1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}).$$

◆ **Espacement :**

Armatures principales : $S_t \leq 100 / 3 = 33.3 \text{ cm}$ alors on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $S_t \leq 60 / 3 = 20 \text{ cm}$ alors on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

◆ **Vérification au cisaillement :**

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

$$\bar{\tau}_u \leq \min (0.1 \times f_{c28} ; 3) \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (2.5 ; 3) \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5 \times (F_p + Q) = 1.5 \times (1.464 + 1) = 3.696 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.696 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} \Rightarrow \tau_u = 0.028 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Alors pas de risque de cisaillement.}$$

• **Calcul de la section à l'ELS selon BAEL 91 :**

◆ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V}{0.9 \cdot d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{ser}.$$

$$V = F_p + Q = 1.464 + 1 = 2.464 \text{ kN}.$$

Avec : $\sum u_i$: La somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}.$$

$$\tau_s = \frac{2.464 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.209 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} ; \Psi_s = 1.5 \text{ Pour acier HA. Selon (RPA 99 Art : A.6.1, 21)}$$

$$= 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_{ser} \text{ Alors Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

◆ **Etat limite de compression de béton :**

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{M_{ser}}{B_1 \cdot d \cdot A} \leq \bar{\sigma}_s \\ \sigma_b = K \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b \end{cases}$$

$$M_{ser} = M_s + V_s (d - h) = 0.65 + 2.464 (0.13 - 0.15) = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$\rho_1 = \frac{100.2,01}{b.d} = \frac{100.2,01}{100.13} = 0.16$$

$$K = 0.016 ; \quad \beta_1 = 0.935 \quad [\text{Annexe II}].$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{600}{0,935 \cdot 13 \cdot 2,1} = 23,50 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,016 \cdot 21,50 = 0,37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

◆ **Schéma de ferrailage :**

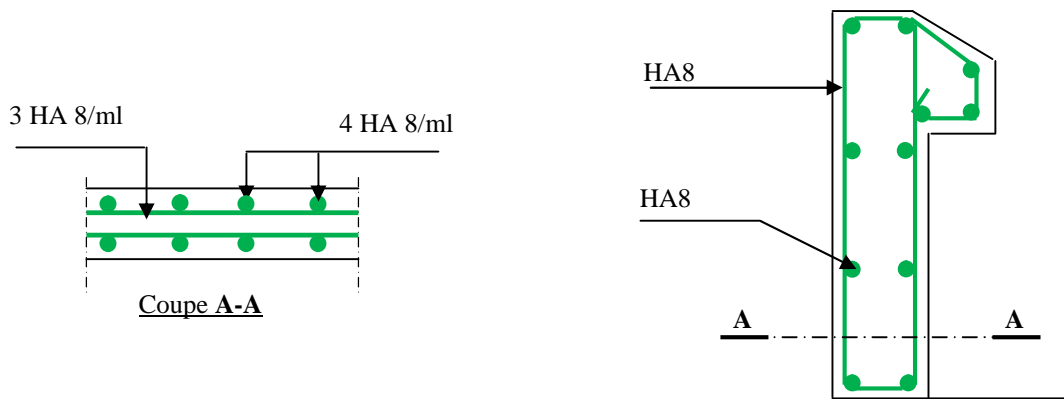


Figure (III.1) : Schéma de ferrailage de l'acrotère type 03.

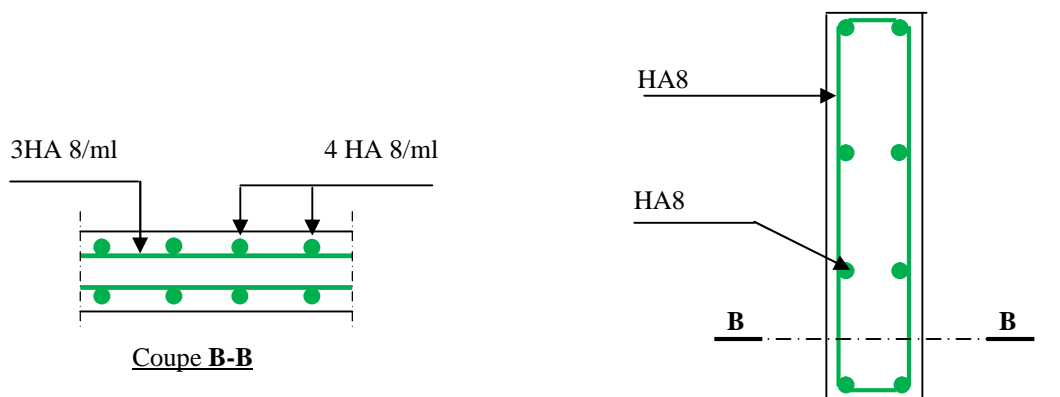


Figure (III.2) : Schéma de ferrailage de l'acrotère type 01 et 02.

III.2. Etude des planchers :

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 et un rôle de transmission des charges.

III.2.1. Etude des poutrelles :

III.2.1.1. Disposition des poutrelles :

A) Plancher à corps creux :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

a. **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

b. **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

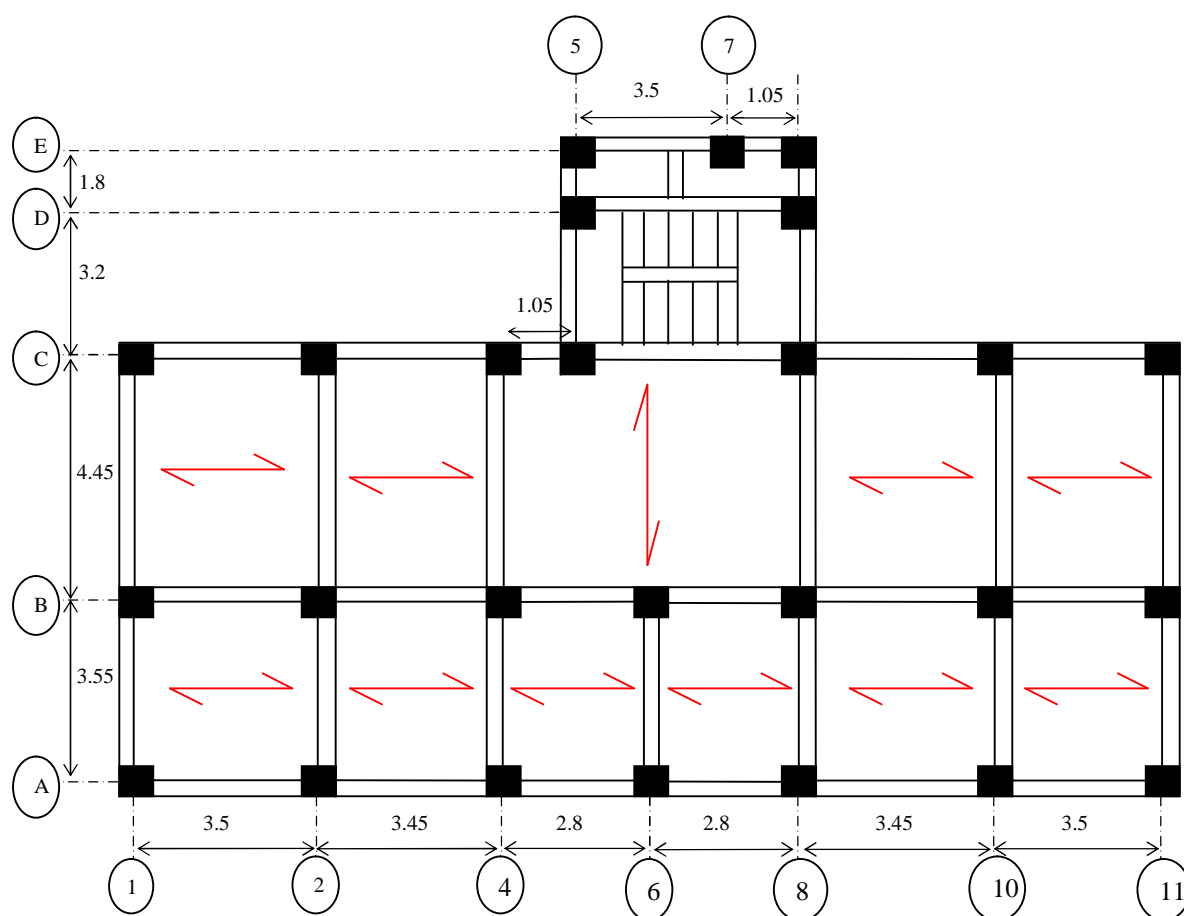


Figure (III.3) : Sens de disposition des poutrelles du RDC au 4^{ème} étage.

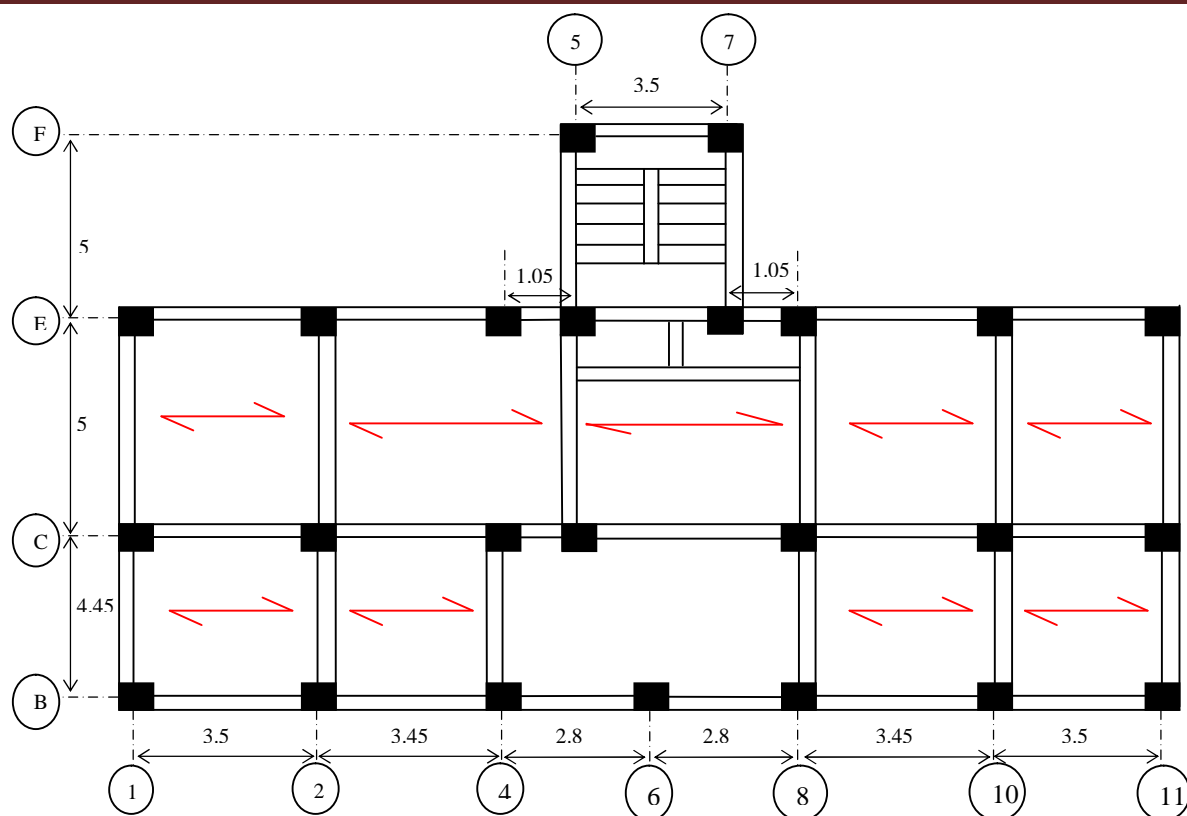


Figure (III.4) : Sens de disposition des poutrelles de 5^{eme} étage.

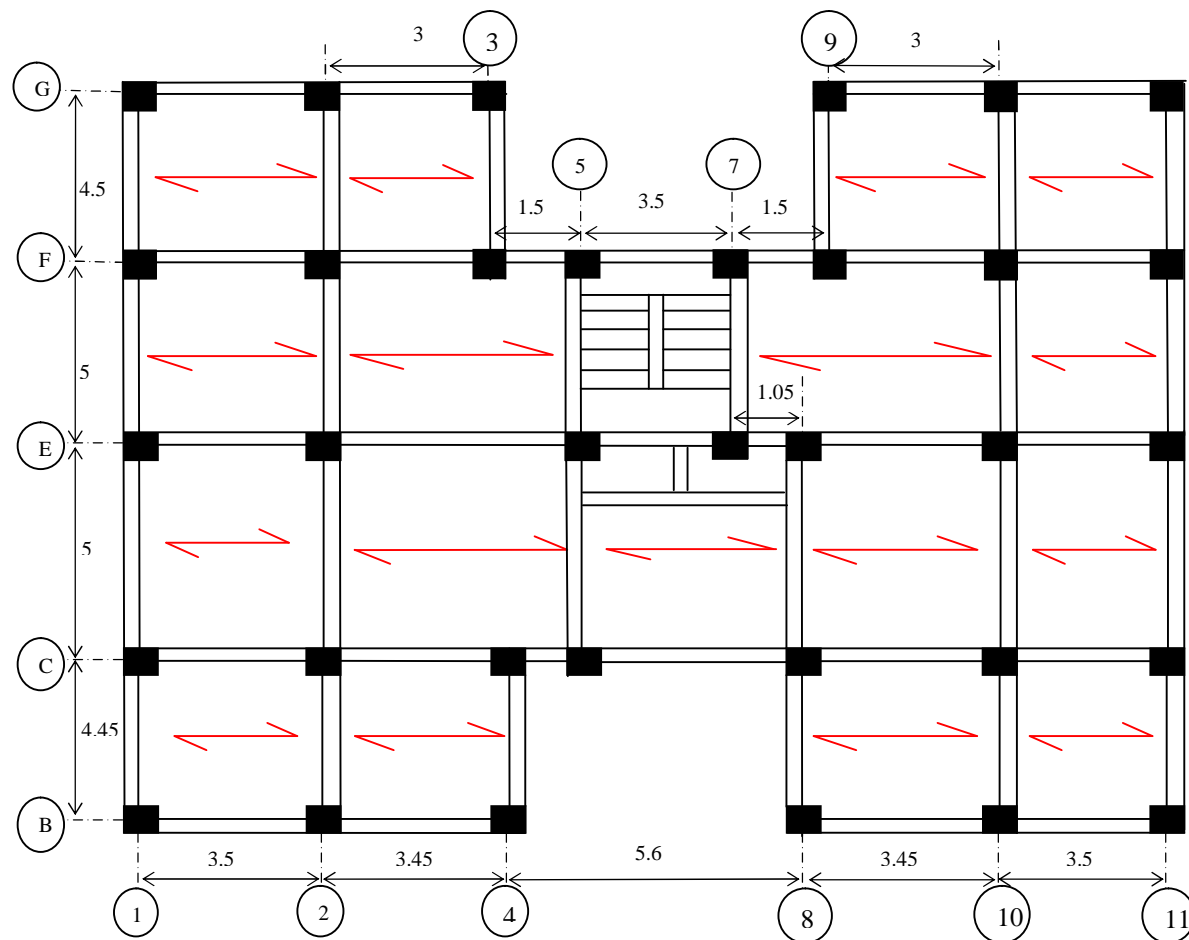


Figure (III.5) : Sens de disposition des poutrelles du 6^{eme} au 8^{eme} étage.

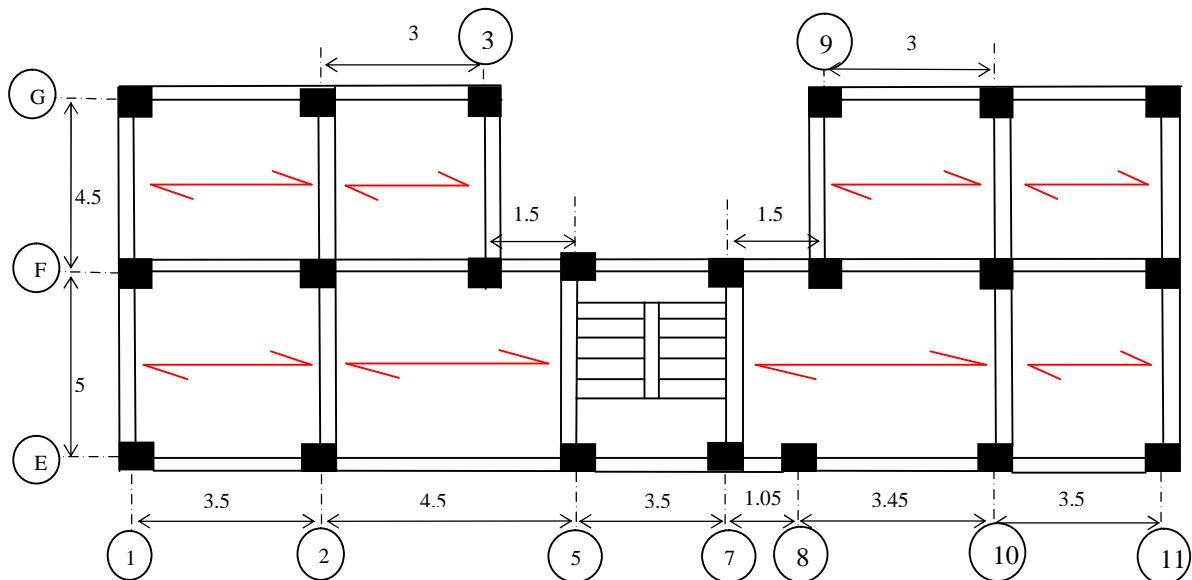


Figure (III.6) : Sens de disposition des poutrelles de 9^{eme} et 10^{eme} étage.

III.2.1.2. Les différents types de poutrelles :

Le sens de disposition adopté donne naissance à différents types de poutrelles selon le nombre d'appui. Comme elles sont résumées sur le tableau suivant :

Tableau (III.6) : Les différents Types de poutrelles

| Type | Schéma statique |
|--------|-----------------|
| Type 1 | |
| Type 2 | |
| Type 3 | |
| Type 4 | |
| Type 5 | |
| Type 6 | |

III. 2.1.3. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues.

- **Plancher terrasse accessible :** $G = 6.57 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
 $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times b = (1.35 \times 6.57 + 1.5 \times 1.5) \times 0.6 = 6.67 \text{ KN/ml}$
 $q_s = (G + Q) \times b = (6.57 + 1.5) \times 0.6 = 4.84 \text{ KN/ml}$
- **Plancher étage courant :** $G = 5.35 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
 $q_u = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 1.5) \times 0.6 = 5.68 \text{ KN/ml}$
 $q_s = (5.35 + 1.5) \times 0.6 = 4.11 \text{ KN/ml}$
- **Plancher rez-de-chaussée :** $G = 5.35 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
 $q_u = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 2.5) \times 0.6 = 6.58 \text{ KN/ml}$
 $q_s = (5.35 + 2.5) \times 0.6 = 4.71 \text{ KN/ml}$

III.2.1.4. Calcul des sollicitations :**➤ Méthodes de calculs :**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et la surcharge d'exploitation (Q) comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

a. Méthode forfaitaire :**1) Conditions d'application :**

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$).

2) Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Il faut que :

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- La fissuration est peu nuisible.
- Que le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

○ Exposé de la méthode :

Soit une poutrelle continue soumise à une charge q .

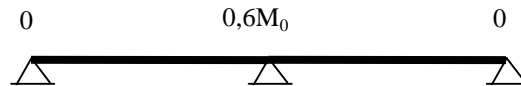
Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$ avec α : Coefficient d'importance.

○ **Moment sur appuis :**

- **Appuis de rive :** Les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15M_0)$.

- **Appuis intermédiaires :**

Poutres à deux travées :



Les moments sont de l'ordre de $(-0,6M_0)$

Poutres à plus de deux travées :



$M_a = -0,5M_0$: Pour les appuis voisins de l'appui de rive.

$M_a = -0,4M_0$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que : M_0 le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui

considéré. $M_0 = \frac{q \cdot L_i^2}{8}$

○ **Moment en Travées :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2+0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1+0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

○ **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondue même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré comme suit :

- ✓ pour la poutre à deux travées de 15 %.
- ✓ Pour la poutre à plus de deux travées de 10 %.

Soit par la méthode *RDM* :

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

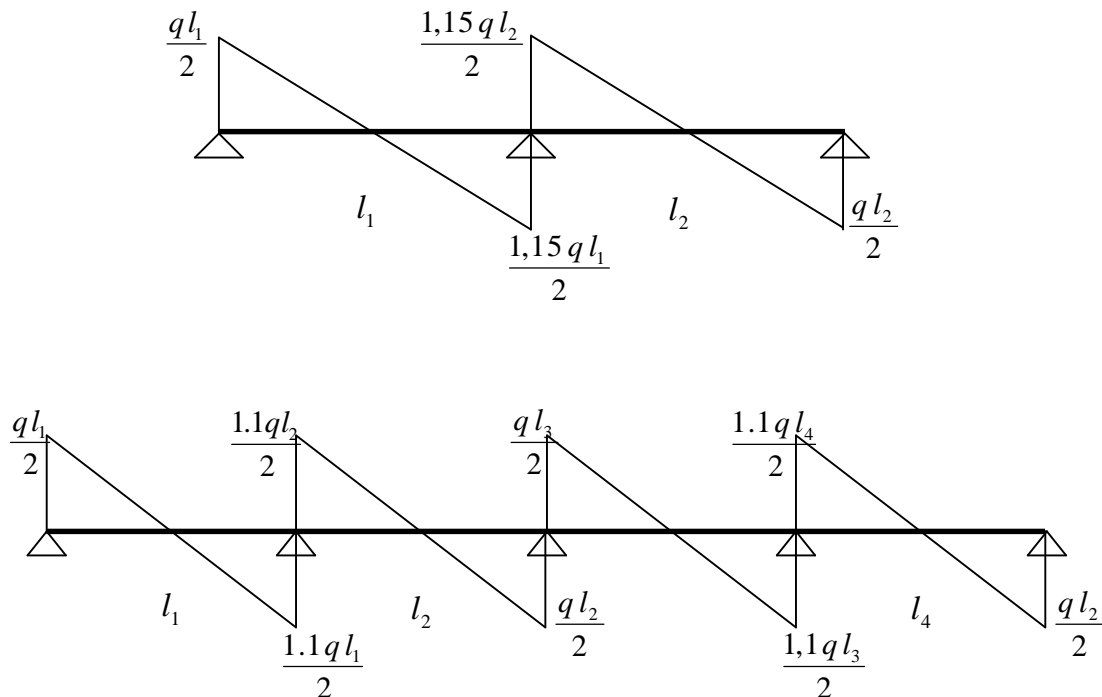


Figure (III.7) : Evaluation des efforts tranchants.

b. Méthode de *CAQUOT* :

➤ Condition d'application :

Cette méthode s'applique essentiellement pour les planchers à surcharge élevée, mais lorsque l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on ne peut pas appliquer cette méthode. Si une des trois conditions restantes de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite dans ce cas on applique la méthode de *CAQUOT* minorée, là on remplace la charge permanente G par G' qui égale à : $\frac{2}{3}G$, pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement.

➤ Principe de la méthode :

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments, sauf *CAQUOT* a simplifié et corrigé pour tenir compte de : L'amortissement de l'effet de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

○ **Moment sur appuis :**

$$M_i = - \frac{q_g \times L_g'^3 + q_d \times L_d'^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

Tel que : $\begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0,8 L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

○ **Moment en travée :**

Ils sont déterminés par la méthode de *RDM*.

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

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

$$\Rightarrow X_0 = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{qL}$$

$$M_{\max} = M(X_0)$$

○ **Evaluation des efforts tranchants :**

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

B) Etude de plancher *RDC* :

Dans ce plancher on a deux types de poutrelles, type (1) et type (6).

Poutrelle type (1) :

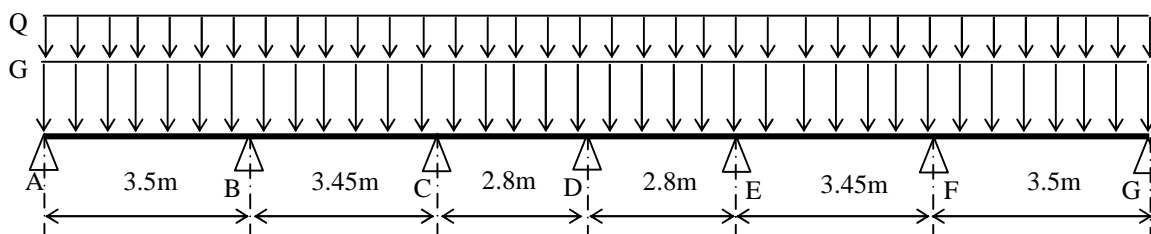


Figure (III.8) : Schéma statique d'une poutrelle type (1).

- **Choix de la méthode de calcul :**

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées tel que :

- 1) Charge modérée $Q \leq \min(2G, 5K/m^2)$.
- 2) Fissuration peu nuisible.
- 3) Inertie constante.
- 4) $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,45}{2,5} = 0,81 \in [0,8,1,25] = 3,45$

Donc ; on peut l'appliquer pour le calcul de ce type de poutrelle.

- **Calcul des moments isostatiques :**

- **ELU :**
 - Travée AB : $M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = 10.92 \text{ KN.m.}$
 - Travée BC : $M_{02} = \frac{q_u L^2}{8} = 10.61 \text{ KN.m.}$
 - Travée CD : $M_{03} = \frac{q_u L^2}{8} = 06.99 \text{ KN.m.}$

Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = M_G = 0$$

$$M_B = -0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = -0.5M_{01} = -05.46 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = -0.4 \max(M_{02}, M_{03}) = -0.4M_{02} = -04.244 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = -0.4M_{03} = -02.796 \text{ KN.m.}$$

Par symétrie on aura :

$$M_E = M_C = -04.244 \text{ KN.m.}$$

$$M_F = M_B = -05.46 \text{ KN.m.}$$

Les moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = 0,26$$

Travée AB :

$$\begin{cases} M_t \geq 09.04 \\ M_t \geq 06.98 \end{cases} \Rightarrow M_t = 09.04 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} M_t \geq 06.585 \\ M_t \geq 05.72 \end{cases} \Rightarrow M_t = 06.585 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$\begin{cases} M_i \geq 04.015 \\ M_i \geq 03.767 \end{cases} \Rightarrow M_i = 04.015 \text{ KN.m}$$

Par symétrie on aura les moments dans les travées DE, EF et FG égales respectivement à CD, BC et AB respectivement.

Les efforts tranchants :

Travée AB : $V_A = \frac{7.13 \times 3.5}{2} = 12.477 \text{ KN}$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -13.724 \text{ KN}$$

Travée BC : $V_B = 1.1 \times \frac{7.13 \times 3.45}{2} = 13.529 \text{ KN}$

$$V_C = -\frac{7.13 \times 3.45}{2} = -12.299 \text{ KN}$$

Travée BC : $V_C = \frac{7.13 \times 2.80}{2} = 9.982 \text{ KN}$

$$V_D = -\frac{7.13 \times 2.80}{2} = -9.982 \text{ KN}$$

Par symétrie on trouve que les efforts tranchants dans les travées DE, EF et FG égales à CD, BC et AB respectivement.

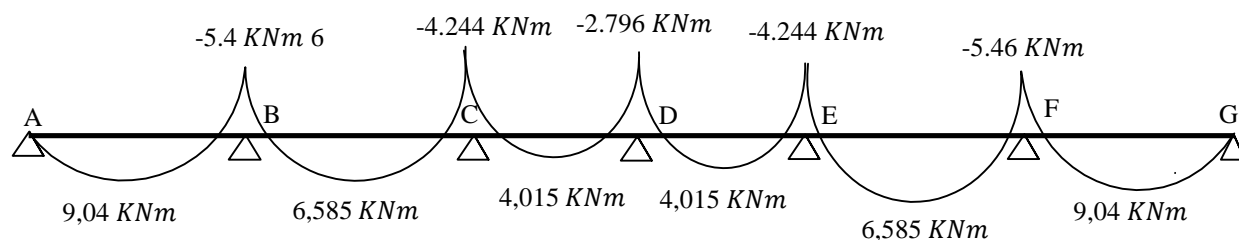


Figure (III.9) : Diagramme des moments fléchissant.

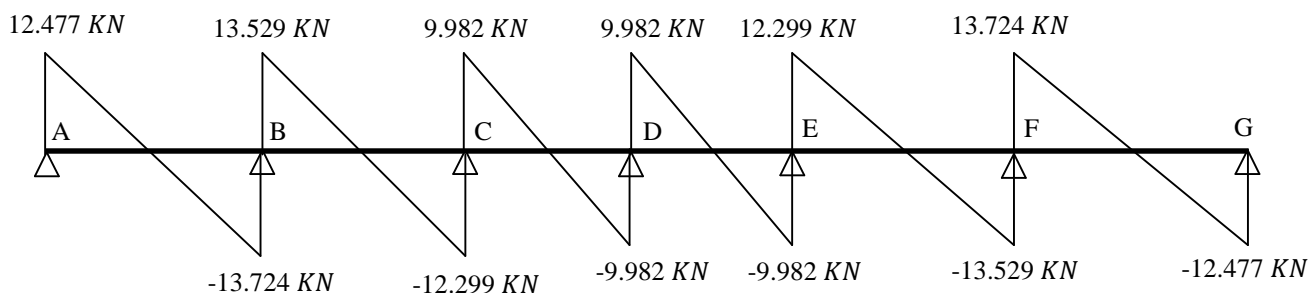


Figure (III.10) : Diagramme des efforts tranchants.

- **ELS :**

Travée AB : $M_{01} = \frac{q_s L^2}{8} = 7.69 \text{ KN.m.}$

Travée BC : $M_{02} = \frac{q_s L^2}{8} = 7.47 \text{ KN.m.}$

Travée CD : $M_{03} = \frac{q_s L^2}{8} = 4.92 \text{ KN.m.}$

Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = M_G = 0$$

$$M_B = -0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = -0.5 M_{01} = -03.85 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = -0.4 \max(M_{02}, M_{03}) = -0.4 M_{02} = -02.99 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = -0.4 M_{03} = -01.97 \text{ KN.m.}$$

Par symétrie on aura :

$$M_E = M_C = -02.99 \text{ KN.m.}$$

$$M_F = M_B = -03.85 \text{ KN.m.}$$

Les moments en travées :

$$\text{Travée AB : } M_t = 6.364 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_t = 4.632 \text{ KN.m}$$

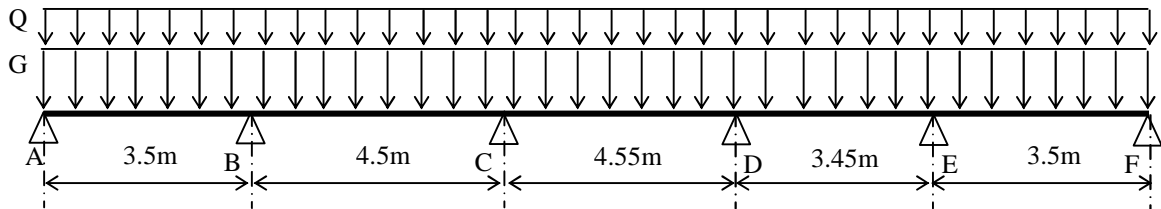
$$\text{Travée CD : } M_t = 2.823 \text{ KN.m}$$

Par symétrie on aura les moments dans les travées *DE*, *EF* et *FG* égales à *CD*, *BC* et *AB* respectivement.

Les résultats des sollicitations du plancher *RDC* sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.7) : Sollicitation du plancher *RDC*.

| | Etat limite | | | | |
|--------------------|--|---|-------------------------------|--|---|
| | ELU | | | ELS | |
| Type de poutrelles | $M_{\text{appui (max)}} \text{ (KNm)}$ | $M_{\text{travée (max)}} \text{ (KNm)}$ | $V_{\text{max}} \text{ (KN)}$ | $M_{\text{appui (max)}} \text{ (KNm)}$ | $M_{\text{travée (max)}} \text{ (KNm)}$ |
| Type 1 | | | | | |
| | 5.46 | 9.04 | 13.724 | 3.85 | 6.364 |
| Type 6 | | | | | |
| | 0.00 | 17.65 | 15.86 | 0.00 | 12.62 |

C) Etude de plancher étage courant :**Poutrelle type (2) :****Figure (III.11) :** Schéma statique d'une poutrelle type (2).**• Choix de la méthode de calcul :**

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 utilise la méthode de *CAQUOT* minorée.

Moment en appuis :

Calcul des longueurs fictives :

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

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.5m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 4.5 = 3.6m$$

$$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} \Rightarrow L'_{CD} = 0.8 \times 4.55 = 3.64m$$

$$L'_{DE} = 0.8 \times L_{DE} \Rightarrow L'_{DE} = 0.8 \times 3.45 = 2.76m$$

$$L'_{EF} = L_{EF} = 3.5m$$

Calcul des moments aux appuis :

On remplace G par G' tel que $G' = \frac{2}{3} G$.

o ELU

$$M_i = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Dans notre cas : $q_d = q_g = (1.35 G' + 1.5 Q) 0.65 = 4.59 \text{ KN/ml}$.

$$M_A = M_F = 0.$$

$$M_B = -\frac{4.59 \times (3.5^3 + 3.6^3)}{8.5 \times (3.5 + 3.6)} \Rightarrow M_B = -6.80 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{4.59 \times (3.6^3 + 3.64^3)}{8.5 \times (3.6 + 3.64)} \Rightarrow M_C = -7.07 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{4.59 \times (3.64^3 + 2.76^3)}{8.5 \times (3.64 + 2.76)} \Rightarrow M_D = -5.84 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -\frac{4.59 \times (2.76^3 + 3.5^3)}{8.5 \times (2.76 + 3.5)} \Rightarrow M_E = -5.51 \text{ KN.m}$$

○ **ELS:**

$$M_A = M_G = 0.$$

$$M_B = \frac{3.27 \times (3.5^3 + 3.6^3)}{8.5 \times (3.5 + 3.6)} \Rightarrow M_B = -4.85 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{3.27 \times (3.6^3 + 3.64^3)}{8.5 \times (3.6 + 3.64)} \Rightarrow M_C = -5.04 \text{ KN.m}$$

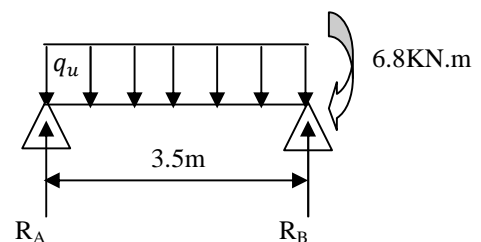
$$M_D = \frac{3.27 \times (3.64^3 + 2.76^3)}{8.5 \times (3.64 + 2.76)} \Rightarrow M_D = -4.16 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \frac{3.27 \times (2.76^3 + 3.5^3)}{8.5 \times (2.76 + 3.5)} \Rightarrow M_E = -3.93 \text{ KN.m}$$

Moments aux travées :

Travée AB :

○ **ELU:**



Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = p_U \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 6.15 \times 3.5 = 21.52 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.5R_A - 6.15 \times \frac{3.5^2}{2} + 6.8 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 8.82 \text{ KN} \\ R_B = 12.7 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_A x + 6.15 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A x - 6.15 \frac{x^2}{2}$$

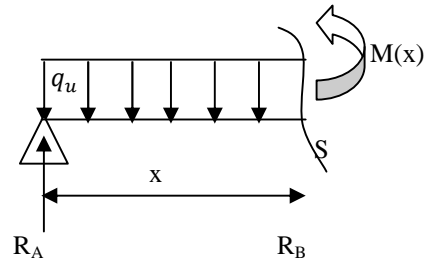
$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_A - 6.15x$$

$$V(x=0) = 8.82 \text{ KN}$$

$$V(x=3.5) = -12.7 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{8.82}{6.15} = 1.43 \text{ m}$$

$$M_{AB}^{Max} = M(x=1.43) = 6.32 \text{ KN.m}$$



○ **ELS :**

$$R_A + R_B = p_S \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 4.45 \times 3.5 = 15.57 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.5R_A - 4.45 \times \frac{3.5^2}{2} + 4.85 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 6.4 \text{ KN} \\ R_B = 9.17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_A x + 4.45 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_A x - 4.45 \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_A - 4.45x$$

$$V(x=0) = 6.4 \text{ KN}$$

$$V(x=3.5) = -9.17 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{6.4}{4.45} = 1.43$$

$$M_{AB}^{Max} = M(x=1.43) = 4.6 \text{ KN.m}$$

Travée BC :○ **ELU :**

$$R_B + R_C = p_U \times L_{BC} \Rightarrow R_B + R_C = 6.15 \times 4.5 = 27.67 \text{ KN}$$

$$\sum M/C = 0 \Rightarrow 4.5R_B - 6.15 \times \frac{4.5^2}{2} - 6.8 + 7.07 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 13.47 \text{ KN} \\ R_C = 14.2 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 13.47x + 6.15 \frac{x^2}{2} + 6.8 = 0$$

$$M(x) = 13.47x - 6.15 \frac{x^2}{2} - 6.8$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 13.47 - 6.15x$$

$$V(x=0) = 13.47 \text{ KN}$$

$$V(x=4.5) = -14.2 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{13.47}{6.15} = 2.24$$

$$M_{BC}^{Max} = M(x=2.24) = 8.62 \text{ KN.m}$$

○ **ELS :**

$$R_B + R_C = p_U \times L_{BC} \Rightarrow R_B + R_C = 4.45 \times 4.5 = 20.02 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.5R_B - 4.45 \times \frac{4.5^2}{2} - 4.85 + 5.04 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 9.97 \text{ KN} \\ R_C = 10.05 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 9.97x + 4.45 \frac{x^2}{2} + 4.85 = 0$$

$$M(x) = 9.97x - 4.45 \frac{x^2}{2} - 4.85$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 9.97 - 4.45x$$

$$V(x=0) = 9.97 \text{ KN}$$

$$V(x=4.5) = -10.05 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{9.97}{4.45} = 2.24$$

$$M_{BC}^{Max} = M(x=2.24) = 6.31 \text{ KN.m}$$

Travée CD :○ **ELU :**

$$R_C + R_D = p_U \times L_{CD} \Rightarrow R_C + R_D = 6.15 \times 4.55 = 27.98 \text{ KN}$$

$$\sum M/D = 0 \Rightarrow 4.55 R_C - 6.15 \times \frac{4.55^2}{2} + 7.07 - 5.84 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_C = 14.26 \text{ KN} \\ R_D = 13.72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 14.26x + 6.15 \frac{x^2}{2} + 7.07 = 0$$

$$M(x) = 14.26x - 6.15 \frac{x^2}{2} - 7.07$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 14.26 - 6.15x$$

$$V(x=0) = 14.26 \text{ KN}$$

$$V(x=4.55) = -13.72 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{14.26}{6.15} = 2.31$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x=2.31) = 9.46 \text{ N.}$$

○ **ELS :**

$$R_C + R_D = p_S \times L_{CD} \Rightarrow R_C + R_D = 4.45 \times 4.55 = 20.24 \text{ KN}$$

$$\sum M/D = 0 \Rightarrow 4.55 R_C - 4.45 \times \frac{4.55^2}{2} - 5.04 + 4.16 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_C = 10.31 \text{ KN} \\ R_D = 9.93 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 9.93x + 4.45 \frac{x^2}{2} + 5.04 = 0$$

$$M(x) = 10.31x - 4.45 \frac{x^2}{2} - 5.04$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 10.31 - 4.45x$$

$$V(x=0) = 10.31 \text{ N}$$

$$V(x=4.55) = -9.93 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{10.31}{4.45} = 2.31$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x=2.31) = 6.91 \text{ KN .m}$$

Travée DE :○ **ELU :**

$$R_C + R_D = p_U \times L_{CD} \Rightarrow R_C + R_D = 6.15 \times 3.45 = 21.21 \text{ KN}$$

$$\sum M/D = 0 \Rightarrow 3.45 R_C - 6.15 \times \frac{3.45^2}{2} + 5.84 - 5.51 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_C = 10.51 \text{ KN} \\ R_D = 10.7 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 10.7x + 6.15 \frac{x^2}{2} + 5.84 = 0$$

$$M(x) = 10.7x - 6.15 \frac{x^2}{2} - 5.84$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 10.7 - 6.15x$$

$$V(x=0) = 10.7 \text{ KN}$$

$$V(x=3.45) = -10.51 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{10.7}{6.15} = 1.74$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x=1.74) = 3.47 \text{ KN} \cdot m$$

○ **ELS :**

$$R_C + R_D = p_S \times L_{CD} \Rightarrow R_C + R_D = 4.45 \times 3.45 = 15.35 \text{ KN}$$

$$\sum M/D = 0 \Rightarrow 3.45 R_C - 4.45 \times \frac{3.45^2}{2} + 4.16 - 3.93 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_C = 7.74 \text{ KN} \\ R_D = 7.61 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - 7.74x + 4.45 \frac{x^2}{2} + 4.16 = 0$$

$$M(x) = 7.74x - 4.45 \frac{x^2}{2} - 4.16$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 7.74 - 4.45x$$

$$V(x=0) = 7.74 \text{ KN}$$

$$V(x=3.45) = -7.61 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{7.74}{4.45} = 1.74$$

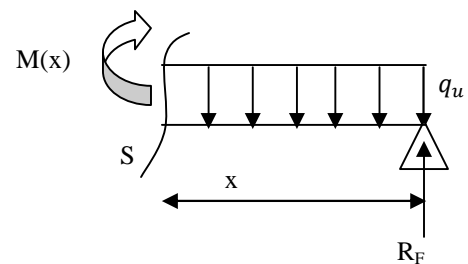
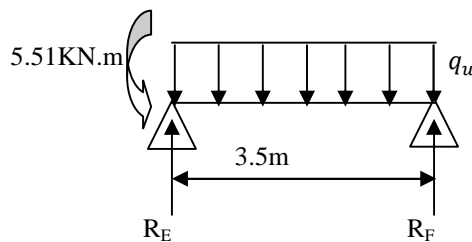
$$M_{CD}^{Max} = M(x=1.74) = 2.57 \text{ KN} \cdot m$$

Travée EF :○ **ELU :**

$$R_E + R_F = p_U \times L_{EF} \Rightarrow R_E + R_F = 6.15 \times 3.5 = 21.52 \text{ KN}$$

$$\sum M/E = 0 \Rightarrow 3.5R_F - 6.15 \times \frac{3.5^2}{2} + 5.51 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_F = 12.30 \text{ KN} \\ R_E = 9.22 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M/S = 0 \Rightarrow M(x) - R_F x + 6.15 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_F x - 6.15 \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_F - 6.15 x$$

$$V(x=0) = 9.19 \text{ KN}$$

$$V(x=3.5) = -10.18 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{12.30}{6.15} = 2.00 \text{ m}$$

$$M_{EF}^{Max} = M(x=2.00) = 6.86 \text{ KN.m}$$

○ **ELS :**

$$R_A + R_B = p_S \times L_{AB} \Rightarrow R_A + R_B = 4.45 \times 3.5 = 15.57 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.5R_A - 4.45 \times \frac{3.5^2}{2} - 3.93 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_F = 8.9 \text{ KN} \\ R_E = 6.67 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum \frac{M}{S} = 0 \Rightarrow M(x) - R_F x + 4.45 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = R_F x - 4.45 \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = R_F - 4.45 x$$

$$V(x=0) = 6.66 \text{ KN}$$

$$V(x=3.5) = -8.91 \text{ KN}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{8.9}{4.45} = 2.00$$

$$M_{EF}^{Max} = M(x=2.00) = 4.99 \text{ KN.m}$$

Les résultats des sollicitations des planchers étage courant sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.8) : Sollicitation du plancher étage courant.

| Type de poutrelles | Etat limite | | | | |
|--------------------|-----------------------------------|------------------------------------|--------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|
| | ELU | | | ELS | |
| | M _{appui (max)} (KNm) | M _{travée (max)} (KNm) | V _{max} (KN) | M _{appui (max)} (KNm) | M _{travée (max)} (KNm) |
| Type 1 | | | | | |
| | 4.709 | 7.681 | 11.839 | 3.407 | 5.558 |
| Type 2 | | | | | |
| | 7.07 | 9.46 | 14.26 | 5.05 | 6.91 |
| Type 3 | | | | | |
| | 6.30 | 7.97 | 27.41 | 4.57 | 5.78 |
| Type 4 | | | | | |
| | 8.85 | 11.46 | 15.80 | 6.44 | 8.27 |

| | | | | | |
|--------|------|-------|-------|------|-------|
| Type 5 | | | | | |
| | 6.30 | 7.97 | 25.64 | 4.57 | 5.78 |
| Type 6 | | | | | |
| | 0.00 | 15.22 | 13.68 | 0.00 | 11.01 |

D) Etude de plancher terrasse accessible :

Dans ce plancher il y a deux types de poutrelles, type (4) et type (5).

$$q_u = 7.23 \text{ KN/ml} ; q_s = 5.24 \text{ KN/ml} ; \alpha = 0.1858$$

Les résultats des sollicitations de plancher terrasse accessible sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.9) : Sollicitation du plancher terrasse accessible.

| Type de poutrelles | Etat limite | | | | |
|--------------------|--|---|-------------------------------|--|---|
| | ELU | | | ELS | |
| | $M_{\text{appui (max)}} \text{ (KNm)}$ | $M_{\text{travée (max)}} \text{ (KNm)}$ | $V_{\text{max}} \text{ (KN)}$ | $M_{\text{appui (max)}} \text{ (KNm)}$ | $M_{\text{travée (max)}} \text{ (KNm)}$ |
| Type 4 | | | | | |
| | 14.247 | 11,87 | 19.433 | 10.325 | 8.603 |
| Type 5 | | | | | |
| | 6.643 | 8.367 | 14.55 | 4.814 | 6.064 |

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

Remarque :

Les moments aux niveaux des appuis de rive sont négligeable, le *BAEL* préconise de mettre les armatures de fissuration équilibrant un moment fictif, tel que: $M = -0.15 M_0$.

Tableau (III.10) : Sollicitations maximales aux états limites des différents niveaux.

| Etage | Type de poutrelle | Etats limites | | | | | | |
|----------|-------------------|-------------------------|---------|--------------------------|----------------|-------------------------|---------|--------------------------|
| | | ELU | | | | ELS | | |
| | | M_{MAX}^{Appui} (KNm) | | $M_{MAX}^{Travée}$ (KNm) | V_{MAX} (KN) | M_{MAX}^{Appui} (KNm) | | $M_{MAX}^{Travée}$ (KNm) |
| | | Rive | Interne | | | Rive | Interne | |
| RDC | 01 | -1.638 | -5.46 | 9.04 | 13.724 | -1.153 | -3.85 | 6.364 |
| | 06 | -2.64 | - | 17.65 | 15.86 | -1.893 | - | 12.62 |
| Courants | 01 | -1.412 | -4.709 | 7.681 | 11.839 | -1.022 | -3.407 | 5.558 |
| | 02 | -1.412 | -7.07 | 9.46 | 14.26 | -1.022 | -5.05 | 6.91 |
| | 03 | -1.412 | -6.30 | 7.97 | 27.41 | -1.023 | -4.57 | 5.78 |
| | 04 | -2.335 | -8.85 | 11.46 | 15.80 | -1.689 | -6.44 | 8.27 |
| | 05 | -1.414 | -6.30 | 7.97 | 25.64 | -1.023 | -4.57 | 5.78 |
| | 06 | -2.283 | - | 15.22 | 13.68 | -1.651 | - | 11.01 |
| Terrasse | 04 | -2.745 | -14.247 | 11.87 | 19.433 | -1.989 | -10.325 | 8.603 |
| | 05 | -1.66 | -6.643 | 8.367 | 14.55 | -1.20 | -4.814 | 6.064 |

III.2.1.5. Ferrailage des poutrelles :

On prend comme exemple la poutrelle type (1) sur sept appuis du plancher étage courant qui est sollicité par :

$$M_{Travée}^{Max} = 7.681 \text{ KN.m}$$

$$M_{Travée}^{Max} = 5.558 \text{ KN.m}$$

$$ELU: M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.412 \text{ KN.m (rive)} \\ -4.709 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases}$$

$$ELS: M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.022 \text{ KN.m (Rive)} \\ -3.407 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases}$$

$$V^{Max} = 11.839 \text{ KN}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65 \text{ cm}$$

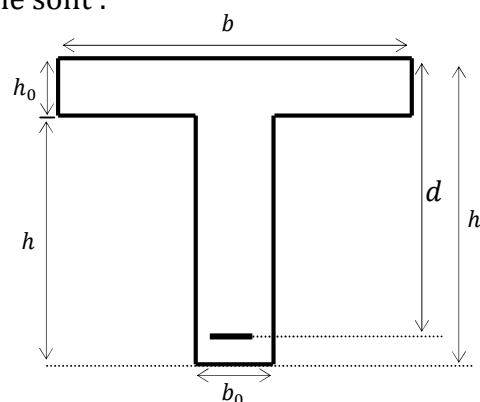
$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$



Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple.

◆ **Calcul à l'ELU :**

➤ **Armatures longitudinales :**

• **En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 7.681 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

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

$$\mu_{bu} = \frac{7.618 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0254$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A ».

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne

sont pas nécessaires ($A' = 0$).

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0254}}{0.8} = 0.0322$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0322) = 0.177 \text{ m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z f_{st}}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{7.681 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.242 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{cm}^2$$

$A_s = 1.242 \text{cm}^2 < A_{Min} \Rightarrow$ On ferraille avec A_{Min} tel que :

$$A_s = 3HA10 = 2.36 \text{cm}^2$$

- **En appuis :**

- **Appuis de rives :**

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20) \text{m}^2$.

$$M_{Rive}^a = -1.412 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.412 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0307$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A ».

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont

pas nécessaires ($A' = 0$).

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0307}}{0.8} = 0.0389$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0389) = 0.177 \text{m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{1.412 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.229 \text{cm}^2$$

Soit : $A_s = 1HA10 = 0.79 \text{cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$A_S = 0.229 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

○ **Appuis intermédiaires :**

$$M_{Interne}^a = -4.709 \text{ KN.m}$$

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4.709 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.103$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A ».

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont

pas nécessaires ($A' = 0$).

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.103}}{0.8} = 0.135$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.135) = 0.170 \text{ m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{int}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{4.709 \times 10^{-3}}{0.170 \times 348} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_S = 1HA12 = 1.13 \text{ cm}^2$

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

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

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

$$V_u = 11.839 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{11.839 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.657 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

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

$\tau = 0.657 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

○ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.79 + 1.41 = 2.20 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.20 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 11.839 \times 10^{-3}}{400} = 0.34 \text{ cm}^2 \quad \text{Est vérifiée}$$

○ **Appui intermédiaire :**

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

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[11.839 - \frac{4.709}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} = -0.025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq -0.025 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire.

○ **Vérification du cisaillement à la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{11.839 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.6 \times 0.04} = 0.773 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35} ; \phi_{LMin} ; \frac{b}{10} \right] \Rightarrow \phi_t \leq 0.57 \text{ cm}^2$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$

○ **Espacement :**

$$S_t \leq \text{min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} \quad (1)$$

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

$K = 1$: Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires).

$$\text{D'où : } S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10 \times (0,773 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} \Rightarrow S_t \leq 127,55 \text{ cm}$$

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

Donc on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau (III.11) : Ferrailage des poutrelles plancher RDC.

| Type | Position | Ferrailage longitudinal | | | | | | Ferrailage transversal | |
|------|----------|-------------------------|----------|-------|----------------------|------------------|-------------------------------------|------------------------|------------------|
| | | μ_{bu} | α | Z (m) | A (cm ²) | Choix de Section | A ^{Min} (cm ²) | A (cm ²) | Choix de section |
| 01 | Travée | 0.0302 | 0.038 | 0.177 | 1.47 | 2HA12+1HA8=2.76 | 1.410 | 0.57 | Etrier HA6 |
| | App rive | 0.035 | 0.045 | 0.176 | 0.026 | 1HA10=0.79 | 0.217 | | |
| | App int | 0.118 | 0.158 | 0.168 | 0.093 | 1HA10=0.79 | 0.217 | | |
| 06 | Travée | 0.059 | 0.076 | 0.174 | 2.91 | 2HA12+1HA10=3.05 | 1.410 | | |
| | App rive | 0.057 | 0.073 | 0.174 | 0.434 | 1HA10=0.79 | 0.217 | | |

Tableau(III.12) : Ferrailage des poutrelles plancher étage courant.

| Type | Position | Ferrailage longitudinal | | | | | | Ferrailage transversal | |
|------|----------|-------------------------|----------|-------|----------------------|------------------|-------------------------------------|------------------------|---------------------------|
| | | μ_{bu} | α | Z (m) | A (cm ²) | Choix de Section | A ^{Min} (cm ²) | A (cm ²) | N ^{bre} de barre |
| 01 | Travée | 0.025 | 0.032 | 0.177 | 1.240 | 3HA10=2.36 | 1.410 | 0.57 | Etrier HA6 |
| | App rive | 0.030 | 0.038 | 0.177 | 0.229 | 1HA10=0.79 | 0.217 | | |
| | App int | 0.102 | 0.135 | 0.170 | 0.795 | 1HA12=1.13 | 0.217 | | |
| 02 | Travée | 0.031 | 0.040 | 0.177 | 1.530 | 2HA10+1HA8=2.07 | 1.410 | | |
| | App rive | 0.030 | 0.038 | 0.177 | 0.229 | 1HA8=0.50 | 0.217 | | |
| | App int | 0.153 | 0.209 | 0.164 | 1.230 | 1HA12+1HA10=1.92 | 0.217 | | |
| 03 | Travée | 0.026 | 0.033 | 0.177 | 1.290 | 2HA10+1HA8=2.07 | 1.410 | | |
| | App rive | 0.030 | 0.038 | 0.177 | 0.229 | 1HA8=0.50 | 0.217 | | |
| | App int | 0.136 | 0.184 | 0.166 | 1.090 | 1HA12+1HA10=1.92 | 0.217 | | |
| 04 | Travée | 0.038 | 0.048 | 0.176 | 1.870 | 2HA10+1HA8=2.07 | 1.410 | | |
| | App rive | 0.050 | 0.065 | 0.175 | 0.383 | 1HA8=0.50 | 0.217 | | |
| | App int | 0.192 | 0.269 | 0.160 | 1.580 | 1HA12+1HA10=1.92 | 0.217 | | |
| 05 | Travée | 0.026 | 0.033 | 0.177 | 1.290 | 2HA10+1HA8=2.07 | 1.410 | | |
| | App rive | 0.030 | 0.038 | 0.177 | 0.229 | 1HA8=0.50 | 0.217 | | |
| | App int | 0.136 | 0.184 | 0.166 | 1.090 | 1HA12+1HA10=1.92 | 0.217 | | |
| 06 | Travée | 0.050 | 0.065 | 0.175 | 2.490 | 2HA12+1HA10=3.05 | 1.410 | | |
| | Appuis | 0.049 | 0.063 | 0.175 | 0.374 | 1HA10=0.79 | 0.217 | | |

Tableau (III.13) : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse.

| Type | Position | Ferrailage longitudinal | | | | | | Ferrailage transversal | |
|------|----------|-------------------------|----------|-------|----------------------|------------------|-------------------------------------|------------------------|---------------------------|
| | | μ_{bu} | α | Z (m) | A (cm ²) | Choix de Section | A ^{Min} (cm ²) | A (cm ²) | N ^{bre} de barre |
| 04 | Travée | 0.039 | 0.050 | 0.176 | 1.930 | 3HA10=2.36 | 1.410 | 0.57 | Etrier HA6 |
| | App rive | 0.059 | 0.076 | 0.174 | 0.452 | 1HA10=0.79 | 0.217 | | |
| | App int | 0.309 | 0.478 | 0.145 | 2.810 | 2HA14=3.08 | 0.217 | | |
| 05 | Travée | 0.027 | 0.035 | 0.177 | 1.350 | 3HA10=2.07 | 1.410 | | |
| | App rive | 0.036 | 0.045 | 0.177 | 0.270 | 1HA10=0.79 | 0.217 | | |
| | App int | 0.144 | 0.195 | 0.166 | 1.150 | 1HA12+1HA10=1.92 | 0.217 | | |

♦ **Vérification à l'ELS :**

- **État limite de compression du béton :**

$$M_{Travée}^{Max} = 5.558 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.022 \text{ KN} \cdot \text{m} (\text{Rive}) \\ -3.407 \text{ KN} \cdot \text{m} (\text{Interne}) \end{cases}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 8.53 \times 10^{-5} > 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section rectangulaire } (b \times h_0)$$

Calcul de y :

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

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 2.07 + (65 - 10) \times 4) y - 15 \times 2.07 \times 18 - (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} = 0 \Rightarrow y = 3.705 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{65 \times 3.705^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(7.705 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.07 \times (18 - 7.705)^2 \Rightarrow I = 7446.89 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5.558 \times 3.705 \times 10^{-3}}{7446.89} = 2.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

- **En appuis :**

- ✓ **Appuis intermédiaires :**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 1.92) \times y - 15 \times 1.92 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 7.701 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10 \times 7.701^3}{3} + 15 \times 1.92 \times (18 - 7.701)^2 \Rightarrow I = 4962.801 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.92 \times 7.701 \times 10^3}{4962.801} = 2.979 \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

- ✓ **Appuis de rive :**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 0.5) \times y - 15 \times 0.5 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 4.5 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{10 \times 4.5^3}{3} + 15 \times 0.5 \times (18 - 4.5)^2 \Rightarrow I = 1670.625 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.92 \times 4.5 \times 10^3}{1670.625} = 5.17 \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau (III.14) : Vérification des contraintes dans le béton.

| Etage | Type | Position | $M_{service}$ Kn.m | A_s cm ² | y Cm | I cm ⁴ | σ_b Mpa | $\bar{\sigma}_b$ Mpa | Observation |
|-------------------|----------|-----------|-----------------------|--------------------------|-----------|------------------------|-------------------|-------------------------|-------------|
| RDC Commercial | 01 | travée | 6.364 | 2.76 | 4.19 | 9489.44 | 2.81 | 15 | vérifiée |
| | | App inter | 3.850 | 0.79 | 2.39 | 3183.30 | 2.88 | 15 | vérifiée |
| | | App rive | 1.153 | 0.79 | 2.39 | 3183.30 | 0.86 | 15 | vérifiée |
| | 06 | travée | 12.62 | 3.05 | 4.38 | 10307.4 | 5.36 | 15 | vérifiée |
| | | App rive | 1.893 | 0.79 | 2.39 | 3183.30 | 1.42 | 15 | vérifiée |
| Etage courant | 01 | travée | 5.558 | 2.07 | 3.70 | 7446.89 | 2.76 | 15 | vérifiée |
| | | App inter | 3.407 | 1.92 | 3.58 | 6982.69 | 1.74 | 15 | vérifiée |
| | | App rive | 1.022 | 0.50 | 1.93 | 2092.60 | 0.94 | 15 | vérifiée |
| | 02 | travée | 6.910 | 2.07 | 3.70 | 7446.89 | 3.43 | 15 | vérifiée |
| | | App inter | 5.050 | 1.92 | 3.05 | 6982.69 | 2.58 | 15 | vérifiée |
| | | App rive | 1.022 | 0.50 | 1.93 | 2092.60 | 0.94 | 15 | vérifiée |
| | 03 | travée | 5.780 | 2.07 | 3.70 | 7446.89 | 2.87 | 15 | vérifiée |
| | | App inter | 4.570 | 1.92 | 3.58 | 6982.69 | 2.34 | 15 | vérifiée |
| | | App rive | 1.023 | 0.50 | 1.93 | 2092.60 | 0.94 | 15 | vérifiée |
| | 04 | travée | 8.270 | 2.07 | 3.70 | 7446.89 | 4.10 | 15 | vérifiée |
| | | App inter | 6.440 | 1.92 | 3.58 | 6982.69 | 3.30 | 15 | vérifiée |
| | | App rive | 1.689 | 0.50 | 1.93 | 2092.60 | 1.55 | 15 | vérifiée |
| | 05 | travée | 5.780 | 2.07 | 3.70 | 7446.89 | 2.87 | 15 | vérifiée |
| | | App int | 4.570 | 1.92 | 3.58 | 6982.69 | 2.34 | 15 | vérifiée |
| | | App rive | 1.023 | 0.50 | 1.93 | 2092.60 | 0.94 | | vérifiée |
| | 06 | Travée | 11.01 | 3.05 | 4.38 | 10307.4 | 4.68 | 15 | vérifiée |
| | | App rive | 1.651 | 0.79 | 2.39 | 3183.30 | 1.24 | 15 | vérifiée |
| | Terrasse | 04 | travée | 8.603 | 2.36 | 3.92 | 8323.40 | 4.05 | 15 |
| App inter | | | 10.32 | 3.08 | 4.40 | 10390.8 | 4.37 | 15 | vérifiée |
| App rive | | | 1.989 | 0.79 | 2.39 | 3183.30 | 1.49 | 15 | vérifiée |
| 05 | | travée | 6.064 | 2.07 | 3.70 | 7446.89 | 3.01 | 15 | vérifiée |
| | | App inter | 4.814 | 1.92 | 3.58 | 6982.69 | 2.46 | 15 | vérifiée |
| | | App rive | 1.200 | 0.79 | 2.39 | 3183.30 | 0.90 | 15 | vérifiée |

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

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

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{455} = 0.044$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.041$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le *BAEL91* comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} \quad \text{Alors} \quad f_{adm} = \frac{455}{1000} = 0.455 \text{ cm}$$

III.2.1.6. Exemple de calcul :

On prend la poutrelle type (4) de la terrasse accessible.

$$y = 3.70 \text{ cm.}$$

$$I = 7446.89 \text{ cm}^4.$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa.}$$

$$A_s = 2.07 \text{ cm}^2.$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 20 + 15 \times 2.07 = 1331.05 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1331.05} \times \left(\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.07 \times 18 \right) \Rightarrow 10.18 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.18 \Rightarrow V_2 = 9.82 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.18^3 + 9.82^3) + 15 \times 2.07 \times (9.82 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 47713.52 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.07}{10 \times 18} = 0.0115$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0115 \times (2 + 3 \times \frac{10}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 3.71$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.48$$

Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 6.57 = 4.27 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (6.27 + 1.5) = 5.05 \text{ KN} / \text{m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{4.27 \times 4.55^2}{8} = 8.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.85 \times 4.55^2}{8} = 3.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{5.05 \times 4.55^2}{8} = 9.80 \text{ KN.m}$$

Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{Jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{3.59 \times (0.18 - 0.037) \times 10^5}{7446.89} \Rightarrow \sigma_{js} = 6.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{8.29 \times (0.18 - 0.037) \times 10^5}{7446.89} \Rightarrow \sigma_{gs} = 15.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{9.80 \times (0.18 - 0.037) \times 10^5}{7446.89} \Rightarrow \sigma_{ps} = 18.82 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 15.92 + 2.1} = -0.29 \Rightarrow \mu_g = 0$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 6.89 + 2.1} = -0.52 \Rightarrow \mu_j = 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 18.82 + 2.1} = -0.24 \Rightarrow \mu_p = 0$$

Calcul des inerties fictives (I_f) :

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fj} = \frac{1.1 \times 47713.52}{1} = 52484.87 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fg} = \frac{1.1 \times 47713.52}{1} = 52484.87 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fp} = \frac{1.1 \times 47713.52}{1} = 52484.87 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv} = \frac{1.1 \times 47713.52}{1} = 52484.87 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{3.59 \times 4.55^2}{10 \times 32264.2 \times 52484.87} \times 10^7 = 0.044 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{8.29 \times 4.55^2}{10 \times 32264.2 \times 52484.87} \times 10^7 = 0.101 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{8.29 \times 4.55^2}{10 \times 10721.4 \times 52484.87} \times 10^7 = 0.305 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{9.80 \times 4.55^2}{10 \times 32264.2 \times 52484.87} \times 10^7 = 0.12 \text{ cm}$$

La flèche totale Δf :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.305 + 0.12 - 0.101 - 0.044 = 0.28 \text{ cm}$$

$$0.28 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{455}{1000} = 0.455 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Schémas des ferrillages :

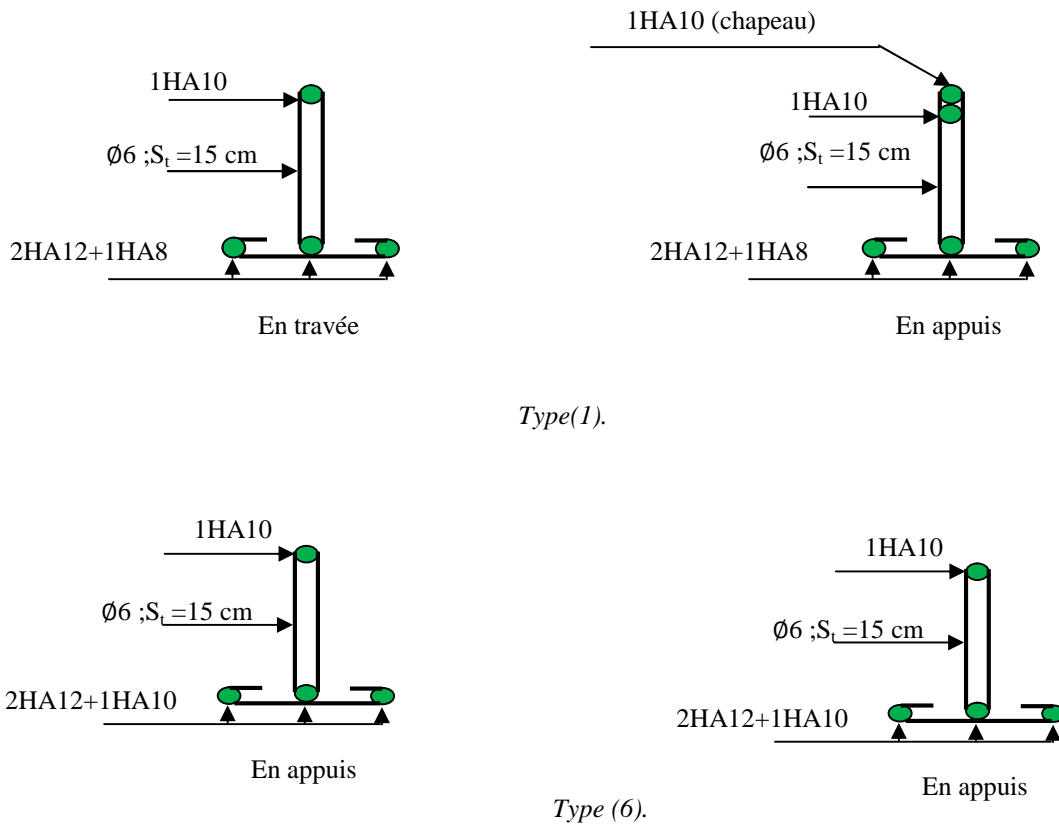
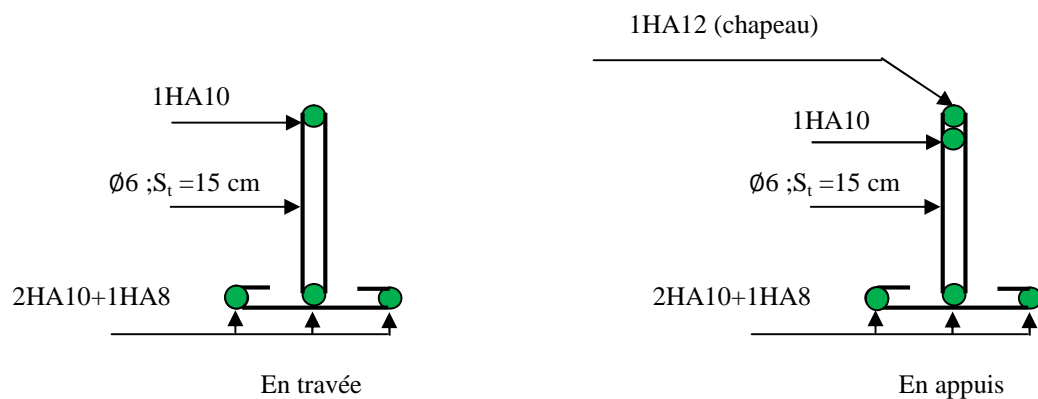
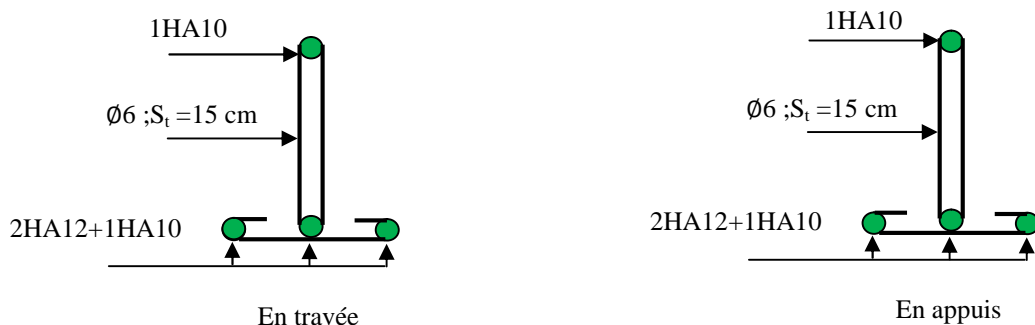


Figure (III.12) : Schéma de ferrailage des poutrelles plancher RDC.



Type (1, 2, 3, 4 et 5).



Type (6).

Figure (III.13) : Schéma de ferrailage des poutrelles étage courant.

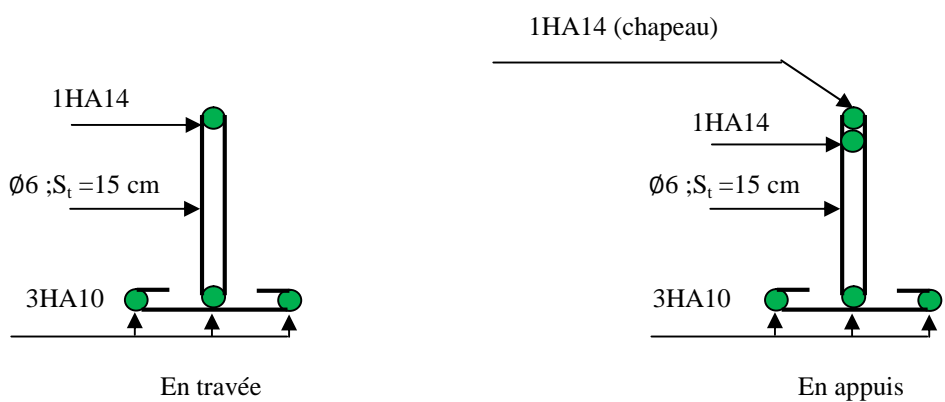


Figure (III.14) : Schéma de ferrailage des poutrelles terrasse accessible.

D) Ferrailage de la dalle de compression :**Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\text{perpendic}} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 60}{235} = 1.02 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Puisque } l_0 = 65 \text{ cm. } (50 < l_0 < 80 \text{ cm}).$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\text{parall}} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On choisit :

$$5 \text{ HA } 6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 \perp \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t < 20 \text{ cm}$$

$$3 \text{ HA } 6/\text{ml} = 0.85 \text{ cm}^2 // \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t < 30 \text{ cm}$$

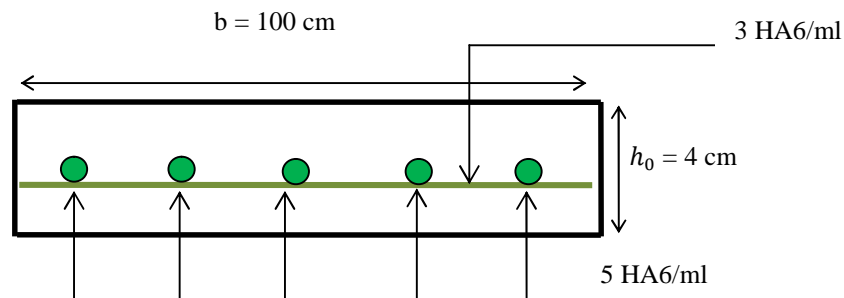
Schéma de ferrailage :

Figure (III.15) : Schémas de ferrailage de la dalle de compression.

E) Planchers dalles pleines (Balcons):

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale mince, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée, sur deux ou plusieurs côtés, comme elle peut être assimilée à une console.

- Dalle sur quatre appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur deux appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant les deux sens.

(a) Dalle sur quatre appuis :**Evaluation des charges :**

$$G = 6.00 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On aura donc :

$$\text{A l'ELU} : P_U = 1.35G + 1.5Q = 13.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS} : P_s = G + Q = 9.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{230} = 0.61 \Rightarrow \rho > 0.4$$

Alors ; la dalle travail selon deux sens l_x et l_y .

Calcul à l'ELU :

$$\nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.61$$

Du tableau [annexe I] on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0, \rho = 0.61$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0808 \\ \mu_y = 0.3075 \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée, comme suit :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 2.11 \text{ KN} . \text{m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 0.65 \text{ KN} . \text{m} \end{cases}$$

Panneau intermédiaire dans les deux (x-x) et (y-y)

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 2.11 = 1.58 \text{ KN} . \text{m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 0.65 = 0.48 \text{ KN} . \text{m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_{ox} = -0.63 \text{ KN} . \text{m} \\ -0.3 \times M_{oy} = -0.63 \text{ KN} . \text{m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{13.35 \times 1.40}{2} = 9.345 \text{ KN}$$

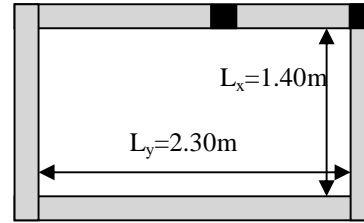


Figure (III.16) : Schéma d'une dalle sur quatre appuis.

Ferraillage :

Le diamètre des barres utilisées est :

$$\phi \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} = 1.4 \text{ cm}$$

$$d_x = e - c \Rightarrow d_x = 14 - 2 = 12 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \phi_x$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e)m^2$.

Selon L_x :**En travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{1.58 \times 10^{-3}}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0.0077 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0097 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{1.58 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.0097) \times 0.12} = 0.38 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité :

$$e = 14 \text{ cm} ; \rho > 0.4$$

$$A_x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E 400$$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.61) \times 1 \times 0.14}{2}$$

$$A_x \geq 1.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_x^t = 4 HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En appuis de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{0.63 \times 10^{-3}}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0.0031 \\ \alpha = 0.0038 \\ \Rightarrow A_x^a = 0.151 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_x^a = 4 HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement (S_t) :

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33\text{cm}) = \min(3 \times 14; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

Soit $S_t = 25\text{cm}$.

Selon L_y :**En travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = \frac{0.48 \times 10^{-3}}{1 \times (0.112)^2 \times 14.2} = 0.0027 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0034 \\ A_y^t = \frac{M_y^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_y} = \frac{0.48 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.0034) \times 0.112} = 0.123\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité :

$$e = 14\text{cm}; \rho > 0.4$$

$$A_y \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

$$\text{avec: } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.61) \times 1 \times 0.14}{2}$$

$$A_y \geq 1.33\text{cm}^2$$

$$\text{On a : } \{ A^t < A_{\min}$$

$$\text{Soit } A_x^t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$$

En appuis de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = \frac{0.63 \times 10^{-3}}{1 \times (0.112)^2 \times 14.2} = 0.0035 \\ \alpha = 0.0044 \\ \Rightarrow A_y^a = 0.162\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_x^a = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$$

Espacement (S_t) :

$$S_t \leq \min(4 \times e; 45\text{cm}) = \min(4 \times 14; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t \leq 45\text{cm}$$

Soit $S_t = 25\text{cm}$.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.345 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.078\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.078\text{MPa} < \tau_{adm} = 3.33\text{MPa}$$

Alors pas de risque de cisaillement.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.15) : Ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

| Sens | Localisation | M (KN.m) | A _{calculée} (cm ²)/ml | A _{min} (cm ²)/ml | A adoptée/ml |
|----------|--------------|----------|---|--|----------------------------|
| Sens x-x | En travée | 1.58 | 0.38 | 1.33 | 4HA8=2.07 cm ² |
| | En appuis | -0.63 | 0.15 | 1.33 | 3HA10=2.36 cm ² |
| Sens y-y | En travée | 0.48 | 0.12 | 1.33 | 4HA8=2.07 cm ² |
| | En appuis | -0.63 | 0.16 | 1.33 | 4HA8=2.07 cm ² |

Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$ $\rho = 0.61$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0857 \\ \mu_y = 0.4781 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 0.0857 \times 9.5 \times 1.4^2 = 1.59 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.4781 \times 1.59 = 0.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times 1.59 = 1.19 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times 0.76 = 0.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_{ox} = -0.477 \text{ KN.m} \\ -0.3 \times M_{oy} = -0.477 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Etat limite de compression du béton :**Vérification des contraintes :**

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie uniquement donc les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc};$$

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

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.16). Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.

| Le sens | M (KN. m) | Y (cm) | I(cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _{adm} (MPa) | Remarque |
|-----------|-----------|--------|---------------------|-----------------------|------------------------|----------|
| Selon x-x | 1.19 | 2.41 | 3239.42 | 0.88 | 15 | Vérifiée |
| Selon y-y | 0.57 | 2.41 | 3239.42 | 0.42 | 15 | Vérifiée |
| appui | -0.47 | 2.41 | 3239.42 | 0.35 | 15 | Vérifiée |

✓ **Etat limite de déformation :**

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_o \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = 0.1$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.1$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_o} = 0.075$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_o} = 0.075 < \frac{h}{L} = 0.1$$

$$\frac{A_x^t}{b \times d} = 0.0019 < \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Toutes les conditions de *BAEL91* sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y :

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

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{230} = 0.06$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \quad \text{Alors} \quad f_{adm} = \frac{230}{500} = 0.46 \text{ cm}$$

$$y = 2.41 \text{ cm}$$

$$I = 3239.42 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

Evaluation des moments en travée :

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 3.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{gser} = 6.00 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (6. + 3.5) = 9.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{oy}^j = 0.4781 \times 0.59 = 0.28 \text{ KN} . \text{m} \\ M_{oy}^g = 0.4781 \times 1.01 = 0.48 \text{ KN} . \text{m} \\ M_{oy}^p = 0.4781 \times 1.59 = 0.76 \text{ KN} . \text{m} \end{array} \right.$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 0.28 = 0.23 \text{ KN} . \text{m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 0.48 = 0.408 \text{ KN} . \text{m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 0.76 = 0.646 \text{ KN} . \text{m}$$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.115\text{ cm} < f_{adm} = 0.46\text{ cm}$

vérifiée.

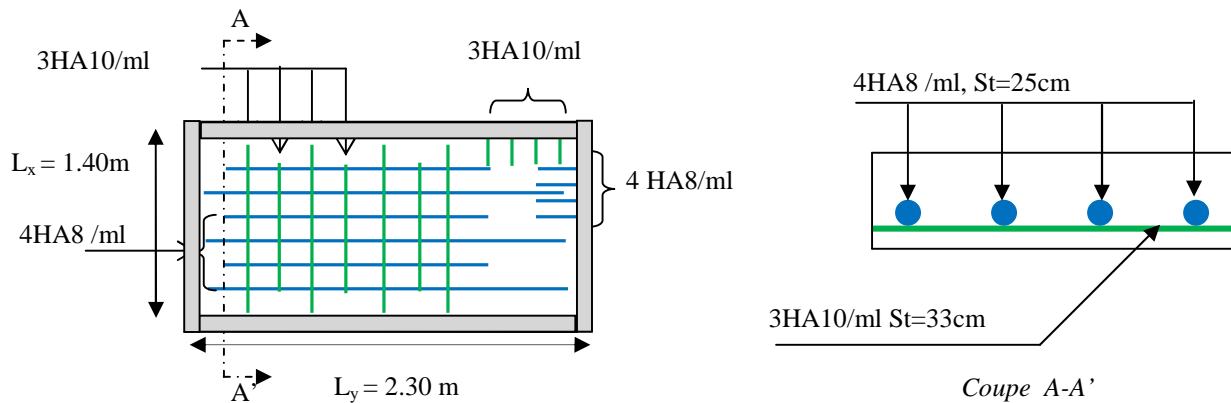


Figure (III.17) : Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre appuis.

(b) Dalle sur trois appuis :

$$G = 6.00\text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 3.50\text{ KN} / \text{m}^2$$

On aura donc :

$$\text{A l'ELU} : P_U = 1.35G + 1.5Q = 13.35\text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS} : P_S = G + Q = 9.50\text{ KN} / \text{m}^2$$

On a $\frac{L_y}{2} = 2.35\text{ m} > L_x = 1.55$ alors

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

Calcul à l'ELU :

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = 42.23\text{ KN} . \text{m} \\ M_{oy} = 8.28\text{ KN} . \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 42.23 = 35.89\text{ KN} . \text{m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 8.28 = 7.038\text{ KN} . \text{m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -21.11\text{ KN} . \text{m} \\ -0.3 \times M_{ox} = -12.67\text{ KN} . \text{m} \end{cases}$$

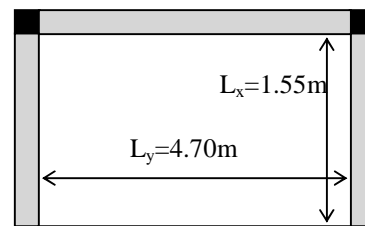


Figure (III.18) : Schéma d'une dalle sur trois appuis.

$$\text{Effort tranchant : } V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{13.35 \times 1.55}{2} = 10.34 \text{ KN}$$

- **Ferraillage :**

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} = 1.4 \text{ cm}$$

$$d_x = e - c \Rightarrow d_x = 14 - 2 = 12 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \phi_x$$

Le calcul se fait à la flexion simple.

Selon L_x :

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{35.89 \times 10^{-3}}{4.7 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0.037 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.047 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{35.89 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.243) \times 0.12} = 8.76 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_x^t = 9HA12 = 10.18 \text{ cm}^2$$

Espacement (S_t) :

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 14; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Vérification des valeurs minimales :**

$$e = 14 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$A_x \geq \rho_0 \times b \times e$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x \geq 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14$$

$$A_x \geq 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_x^t = 10.18 > A_{Min}$$

En appuis de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{12.67 \times 10^{-3}}{4.7 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0.0132 \\ \alpha = 0.0161 \\ \Rightarrow A_x^a = 2.98 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_x^a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Selon L_y :

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.0343 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.043 \\ \text{Alors; } A_y^t = 1.91 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_y^t = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2$$

En appuis :

Appui de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.076 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.099 \\ \Rightarrow A_r^a = 3.51 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_y^a = 5HA10 = 3.93 \text{cm}^2$$

Appui intermédiaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.127 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.171 \\ \Rightarrow A_i^a = 6.03 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_i^a = 4HA14 = 6.16 \text{cm}^2$$

Espacement (S_t) :

$$S_t \leq \text{Min} (4 \times e; 45 \text{ cm}) = \text{Min} (4 \times 14; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 25 \text{cm}$$

- **Vérification des valeurs minimales :**

$$e = 14 \text{ cm}$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E 400$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 1.91 \text{ cm}^2 > 1.12 \text{ cm}^2 \\ A_r^a = 3.51 \text{ cm}^2 > 1.12 \text{ cm}^2 \\ A_i^a = 6.03 \text{ cm}^2 > 1.12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.086 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.086 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau(III.17) : Ferrailage du balcon sur trois appuis.

| Sens | Localisation | M (KNm) | A calculée (cm ²)/ml | A min (cm ²)/ml | A adoptée/ml |
|----------|---------------|---------|----------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Sens x-x | En travée | 35.89 | 9.14 | 1.12 | 9HA12=10.18 cm ² |
| | En appuis | -12.67 | 3.13 | 1.12 | 3HA12=3.39 cm ² |
| Sens y-y | En travée | 7.038 | 1.91 | 1.12 | 4HA10=3.14 cm ² |
| | En appui rive | -12.67 | 3.51 | 1.12 | 5HA10=3.93 cm ² |
| | En appui int | -21.11 | 6.03 | 1.12 | 4HA14=6.16 cm ² |

- **Vérification à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_{ox} = 30.05 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{oy} = 3.80 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 30.05 = 25.54 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 3.80 = 3.23 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -15.02 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ -0.3 \times M_{ox} = -9.01 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

✓ **Etat limite de compression du béton :****Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} ;$$

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

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.18) : Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis.

| Le sens | M (KNm) | Y(m) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_{adm} (MPa) | Remarque |
|-----------|---------|-------|----------------------|---------------------|----------------------|----------|
| Selon x-x | 35.89 | 0.047 | 11597.98 | 14.59 | 15 | Vérifiée |
| Selon y-y | 7.038 | 0.024 | 3239.42 | 05.23 | 15 | Vérifiée |
| Appui | -21.11 | 0.039 | 8039.36 | 10.17 | 15 | Vérifiée |

✓ **Etat limite de déformation :****Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Sens x-x:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_o \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = 0.09$$

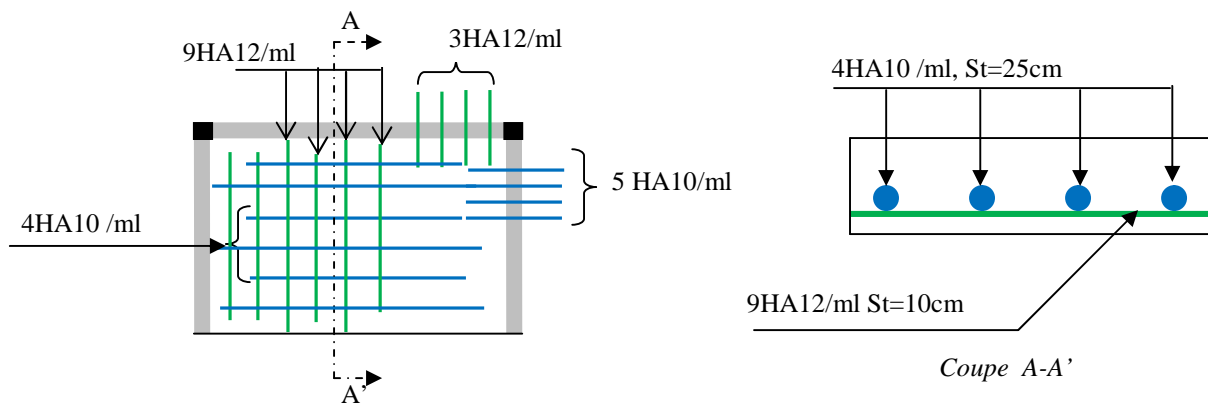
$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.09$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_o} = 0.085$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_o} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.09$$

$$\frac{A_x^t}{b \times d} = 0.008 < \frac{4.2}{400} = 0.01$$

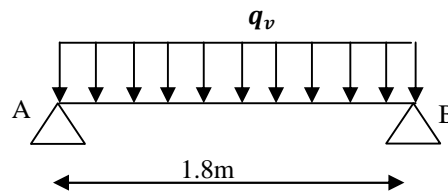
Toutes les conditions de *BAEL91* sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schémas de ferrailage :**Figure (III.19) :** Schéma du ferrailage du balcon sur trois appuis**III.3. Les escaliers :**

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut se faire par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

III.3.1. Escalier type 1 (Une seule volée) :

$$\begin{cases} G_V = 6.96 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_V = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

**Figure (III.20) :** Schéma statique de l'escalier type 1.**➤ Calcul du chargement :****• A l'ELU :**

$$\begin{aligned} q_u &= 1.35G_V + 1.5Q_V \\ q_{uV} &= (1.35 \times 6.96 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 13.146 \text{ KN} / \text{ml} \\ \Rightarrow q_{uV} &= 13.146 \text{ KN} / \text{ml} \end{aligned}$$

• A l'ELS :

$$\begin{aligned} q_{sV} &= G_V + Q_V \\ q_{sV} &= (6.96 + 2.5) \times 1 = 9.46 \text{ KN} / \text{ml} \\ \Rightarrow q_{sV} &= 9.46 \text{ KN} / \text{ml} \end{aligned}$$

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 13.146 \times 1.8$$

$$\text{Alors } R_A + R_B = 23.66 \text{ KN} .$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow (13.146 \times \frac{1.8^2}{2}) - (R_B \times 1.8) = 0$$

$$\text{Alors } \{R_B = R_A = 11.83 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$M_{max} = q_{uv} l^2 / 8 = 5.324 \text{ KN.m}$$

$$v_{max} = q_{uv} \times \frac{l}{2} = 11.83 \text{ KN.m}$$

➤ **Le Ferrailage :**

$$M_0 = M_{max} = 5.324 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 5.324 = 3.993 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 5.324 = 2.66 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.19) : Résultat de ferrailage de l'escalier type 1.

| Localisation | M (KN.m) | μ_{bu} | α | z (m) | A calculée (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A adoptée (cm ²) |
|--------------|-------------|------------|----------|----------|----------------------------------|--|---------------------------------|
| En travée | 3.99 | 0.028 | 0.035 | 0.098 | 1.16 | 1.21 | 4HA8= 2.01 |
| En appui | 2.66 | 0.018 | 0.023 | 0.099 | 0.77 | 1.21 | 4HA8=2.01 |

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de cette structure, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

$$\text{En appuis : } A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 4\text{HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r^t = 4\text{HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Vérifications à l'ELU:**

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.118 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_{bu} = 0.118 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \text{ Alors Pas de risque de cisaillement}$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 2.01 + 2.01 = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4.02 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 11.83 \times 10^{-3}}{400} = 0.34 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

Espacement des armatures :

Les règles d'espacement des barres données aux *BAEL91* donnent :

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

- **Vérification à l'ELS :**

Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$R_A = 8.51 \text{ KN}$$

$$R_B = 8.51 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 3.83 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 3.83 = 2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \times 3.83 = 1.92 \text{ KN.m}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

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 :

Tableau (III.20) : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

| Localisation | M_{ser} (KN.m) | I (cm ⁴) | Y (cm) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) |
|--------------|------------------|----------------------|--------|---------------------|---------------------------|
| Travée | 2.87 | 2189.07 | 2.17 | 2.85 | 15 |
| Appuis | 1.92 | 2189.07 | 2.17 | 1.91 | 15 |

Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites, selon BAEL91 :

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

$\frac{h}{L} = 0.066$

$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.066$

$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_0} = 0.1$

$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_0} = 0.1 > \frac{h}{L} = 0.066$

$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_0} = 0.1 > \frac{h}{L} = 0.066$ Condition non vérifié

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie par le *BAEL91*, pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{L}{500}, \text{ ce qui donne: } f_{adm} = 0.416 \text{ cm}$$

Données de calcul :

$$y = 2.17 \text{ cm}$$

$$I = 2189.07 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$$I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 12 + 15 \times 2.01 = 1230.15 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1230.15} \times \left(\frac{100 \times 12^2}{2} + 15 \times 2.01 \times 10 \right) = 6.10 \text{ cm}$$

$$V_2 = 12 - 6.10 \Rightarrow V_2 = 5.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (6.1^3 + 5.9^3) + 15 \times 2.01 \times (5.9 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 16293.66 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 10} = 0.00201$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00201 \times (2 + 3)} = 10.45$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 4.18$$

$$q_v = 6.96 \text{ KN/m}$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 2.82 = 2.11 \text{ KN.m}$$

$$q_v = 4.76 \text{ KN/m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 1.93 = 1.44 \text{ KN.m}$$

$$q_v = G + Q = 6.96 + 2.5 = 9.46 \text{ KN/m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 3.83 = 2.87 \text{ KN.m}$$

Calcul de σ_s :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{2.11 \times (0.1 - 0.0217)}{2189.07} \times 10^5 = 113.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{1.44 \times (0.1 - 0.0217)}{2189.07} \times 10^5 = 77.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{2.87 \times (0.1 - 0.0217)}{2189.07} \times 10^5 = 153.98 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00201 \times 133.20 + 2.1} = -0.15$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00201 \times 77.26 + 2.1} = -0.35$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00201 \times 153.98 + 2.1} = -0.09$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = 1.1 \times I_0 \Rightarrow I_{fij} = 17923.03 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = 1.1 \times I_0 \Rightarrow I_{fig} = 17923.03 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = 1.1 \times I_0 \Rightarrow I_{fip} = 17923.03 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvig} = 1.1 \times I_0 \Rightarrow I_{fvig} = 17923.03 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{1.44 \times 2.07^2}{10 \times 32164.2 \times 17923.03} \times 10^7 = 0.0107 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{2.11 \times 2.07^2}{10 \times 32164.2 \times 17923.03} \times 10^7 = 0.0156 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{vj}}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{2.11 \times 2.07^2}{10 \times 10721.4 \times 17923.03} \times 10^7 = 0.047 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{2.87 \times 2.07^2}{10 \times 32164.2 \times 17923.03} \times 10^7 = 0.0213 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.047 + 0.021 - 0.015 - 0.010 = 0.042 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{207}{500} = 0.416 \text{ cm}$$

D'où ; La flèche est vérifiée.

III.3.1.1 Schéma de ferrailage :

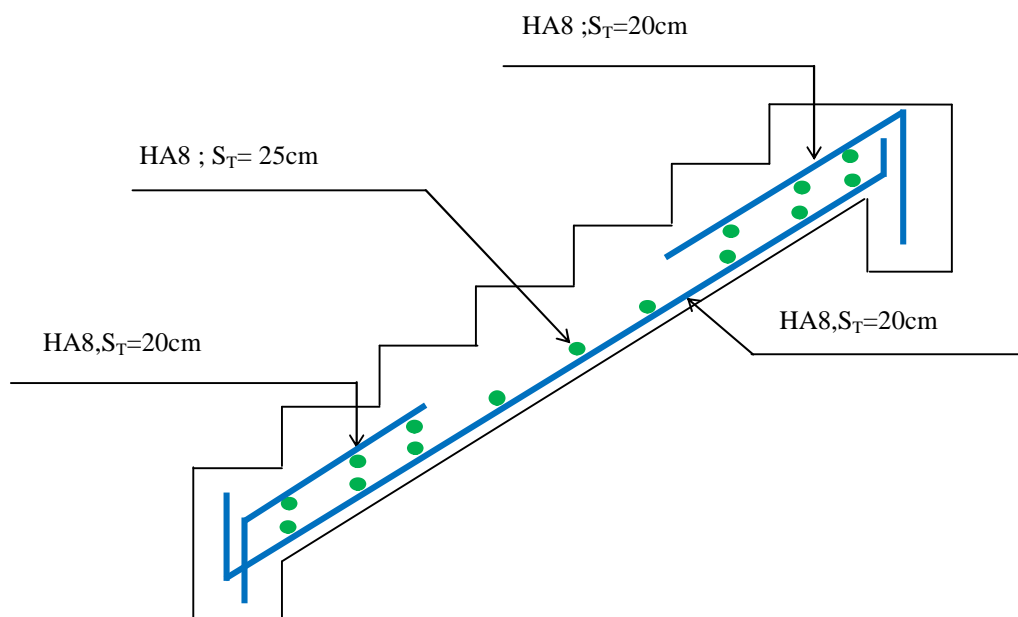


Figure (III.21) : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1.

III.3.2. Escalier type 2 (Deux volées) :

Dans ce cas on prend l'escalier de RDC, c'est le cas le plus défavorable.

$$\text{La volée 1 : } \begin{cases} G_{V1} = 9.15 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_{V1} = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le palier : } \begin{cases} G_P = 6.10 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

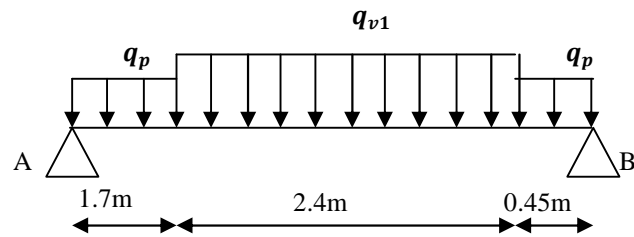


Figure (III.22) : Schéma statique de l'escalier type 2.

➤ Calcul du chargement :

• A l'ELU :

$$q_u = 1.35 G_V + 1.5 Q_V$$

$$q_{uV1} = (1.35 \times 9.15 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.1 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\Rightarrow q_{uV1} = 16.1 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_{uP} = 1.35 G_P + 1.5 Q_P = (1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 2.5) \times 1$$

$$\Rightarrow q_{uP} = 11.98 \text{ KN} / \text{ml}$$

• A l'ELS :

$$q_{sV} = G_V + Q_V$$

$$q_{sV1} = (9.15 + 2.5) \times 1 = 11.65 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\Rightarrow q_{sV1} = 11.65 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_{sP} = G_P + Q_P = (6.1 + 2.5) \times 1 = 8.6 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\Rightarrow q_{sP} = 8.6 \text{ KN} / \text{ml}$$

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11.98 \times 1.7 + 16.1 \times 2.4 + 11.98 \times 0.45)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 64.40 \text{ KN} .$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow (11.98 \times \frac{1.7^2}{2}) + (16.1 \times 2.4 \times 2.9) + (11.98 \times 0.45 \times 4.325) - (R_B \times 4.55) = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 33.55 \text{ KN} \\ R_A = 30.85 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents :

- **Pour :** $0 \leq x \leq 1.7 \text{ m}$

$$M(x) + \frac{11.98}{2} x^2 - 30.85x = 0 \Rightarrow M(x) = -5.99x^2 + 30.85x$$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \\ M(x=1.7) = 35.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -11.98x + 30.85$$

$$\begin{cases} T(x=0) = 30.85 \text{ KN} \\ T(x=1.7) = 10.48 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Pour :** $1.7 \leq x \leq 4.1 \text{ m}$

$$M(x) + 11.98 \times 1.7 \times (x - \frac{1.7}{2}) + 16.1 \times \frac{(x-1.7)^2}{2} - 30.85 \times x = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = -8.05x^2 + 37.85x - 5.95$$

$$\begin{cases} M(x=1.7) = 35.13 \text{ KN.m} \\ M(x=4.1) = 13.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -16.1x + 37.85$$

$$\begin{cases} T(x=1.7) = 10.48 \text{ KN} \\ T(x=4.1) = -28.16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -16.1x + 37.85 = 0$$

$$x = 2.35 \text{ m}$$

$$M^{\max} = M(x = 2.35) = 38.54 \text{ KN.m}$$

- Pour : $0 \leq x \leq 0.45m$

$$M(x) + \frac{11.98}{2}x^2 - 33.55x = 0 \Rightarrow M(x) = -5.99x^2 + 33.55x$$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \\ M(x=0.45) = 13.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -11.98x + 33.55$$

$$\begin{cases} T(x=0) = 33.55 \text{ KN} \\ T(x=0.45) = 28.16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_B = 33.55 \text{ KN} \\ R_A = 30.85 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M^{\max}(x = 2.35) = 38.54 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 33.55 \text{ KN}$$

➤ **Le Ferrailage :**

$$M_0 = M_{\max} = 38.54 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 38.54 = 28.90 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 38.54 = -19.27 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.21) : Résultat de ferrailage de l'escalier type 2.

| Localisation | Moment (KN.m) | μ_{bu} | α | z (m) | A calculée (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A adoptée (cm ² /m) |
|--------------|---------------|------------|----------|---------|-------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------|
| En travée | 28.90 | 0.090 | 0.119 | 0.143 | 5.81 | 1.81 | 4HA14= 6.16 |
| En appui | 19.27 | 0.060 | 0.078 | 0.145 | 3.81 | 1.81 | 4HA12 =4.52 |

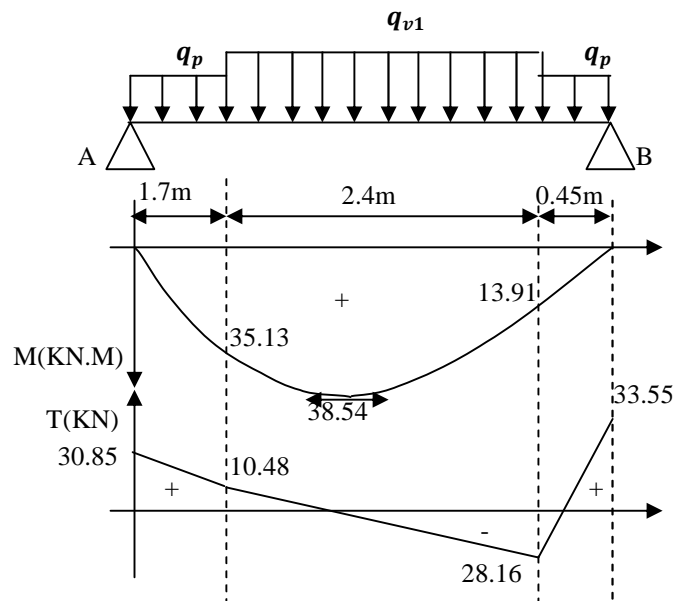
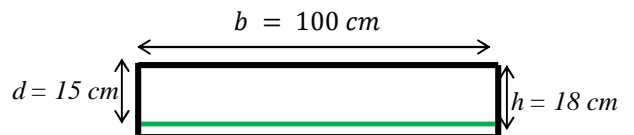


Figure (III.23) : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.



Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de notre armature, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

$$\text{En appuis : } A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r^a = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.16 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.16 \text{ cm}^2$$

- **Vérifications à l'ELU :**

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.223 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_{bu} = 0.223 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Alors, pas de risque de cisaillement.}$$

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 6.16 + 4.52 = 10.68 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 10.68 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 33.55 \times 10^{-3}}{400} = 0.96 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement des armatures :

Les règles d'espacement des barres données aux *BAEL91* donnent :

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

- **Vérification à l'ELS :**

État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$R_A = 22.22 \text{ KN}$$

$$R_B = 24.23 \text{ KN}$$

$$M_{max}(x = 2.35 \text{ m}) = 27.82 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 27.82 = 20.86 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 27.82 = -13.91 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.22) : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

| Localisation | M_{ser} (KN.m) | I (cm ⁴) | Y (cm) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) |
|--------------|------------------|----------------------|--------|---------------------|---------------------------|
| Travées | 20.86 | 13221.29 | 4.42 | 6.98 | 15 |
| Appuis | 13.91 | 10330.80 | 3.88 | 5.23 | 15 |

Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche :

Selon le BAEL91 la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

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

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{500} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Alors, la condition n'est pas vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.
 La flèche totale est définie par le BAEL91, pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure ou égale à 5m, la flèche admissible: $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 1.00 \text{ cm}$

Données de calcul :

$$y = 4.42 \text{ cm}$$

$$I = 13221.29 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$A_s = 6.16 \text{ cm}^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$$I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 18 + 15 \times 6.16 = 1892.40 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1892.40} \times \left(\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 6.16 \times 15 \right) = 9.29 \text{ cm}$$

$$V_2 = 18 - 9.29 \Rightarrow V_2 = 8.70 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (9.29^3 + 8.70^3) + 15 \times 6.16 \times (8.70 + 3)^2 \Rightarrow I_0 = 61324.24 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.16}{100 \times 15} = 0.004106$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.004106 \times (2 + 3)} = 5.113$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.045$$

$$q_v = 9.15 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = 6.10 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 21.36 = 16.02 \text{ KN.m}$$

$$q_v = 7.31 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = 4.50 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 16.778 = 12.58 \text{ KN.m}$$

$$q_v = G + Q = 9.15 + 2.5 = 11.65 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = G + Q = 6.10 + 2.5 = 8.60 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 27.82 = 18.03 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } \sigma_s : \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{16.02 \times (0.15 - 0.0442)}{13221.29} \times 10^5 = 192.294 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{12.58 \times (0.15 - 0.0442)}{13221.29} \times 10^5 = 151.002 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{18.03 \times (0.16 - 0.0442)}{13221.29} \times 10^5 = 216.421 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004106 \times 192.294 + 2.1} = 0.301$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004106 \times 151.002 + 2.1} = 0.197$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004106 \times 216.424 + 2.1} = 0.350$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 67458.20 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 67457.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 67458.45 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 67457.28 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{12.58 \times 5^2}{10 \times 32164.2 \times 67457.67} \times 10^7 = 0.1449 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{16.02 \times 5^2}{10 \times 32164.2 \times 67458.20} \times 10^7 = 0.1846 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{vj}}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{16.02 \times 5^2}{10 \times 10721.4 \times 67457.28} \times 10^7 = 0.5537 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{18.03 \times 5^2}{10 \times 32164.2 \times 67458.45} \times 10^7 = 0.2077 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.5537 + 0.2077 - 0.1846 - 0.1449 = 0.4319 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.4319 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{500}{500} = 1.00 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

(a). Etude du palier de repos :

Dans notre cas le palier de repos s'appuie sur trois appuis.

$$G = 5.10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On aura donc :

$$\text{A l'ELU} : P_U = 1.35G + 1.5Q = 10.63 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS} : P_S = G + Q = 7.60 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On a $\frac{L_y}{2} = 1.75 \text{ m} > L_x = 1.00$; Alors :

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

Calcul à l'ELU :

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = 11.51 \text{ KN} . \text{m} \\ M_{oy} = 1.77 \text{ KN} . \text{m} \end{cases}$$

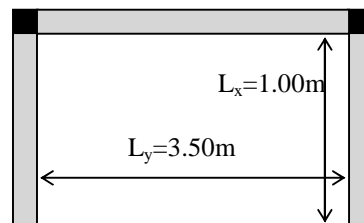


Figure (III.24) : Schéma d'un palier de repos.

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 11.51 = 9.78 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 1.77 = 1.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -5.75 \text{ KN.m} \\ -0.3 \times M_{ox} = -3.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{10.63 \times 1.00}{2} = 5.31 \text{ KN}$$

• **Ferraillage :**

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} = 1.4 \text{ cm}$$

$$d_x = e - c \Rightarrow d_x = 14 - 2 = 12 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \phi_x$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(L_y \times e) \text{ m}^2$.

Selon L_x :

En travée :

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.78 \times 10^{-3}}{3.5 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0.0136 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0172 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{9.78 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.0172) \times 0.12} = 2.36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_x^t = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Espacement (S_t) :

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 14; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification des valeurs minimales :**

$$e = 14 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$A_x \geq \rho_0 \times b \times e$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E 400$$

$$A_x \geq 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14$$

$$A_x \geq 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_x^t = 9.05 > A_{Min}$$

En appuis intermédiaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{5.75 \times 10^{-3}}{3.5 \times (0.12)^2 \times 14.2} = 0.008 \\ \alpha = 0.010 \\ \Rightarrow A_x^a = 1.38 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_x^a = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Selon L_y :

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.0096 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.012 \\ \Rightarrow A_y^t = 0.44 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

En appuis :

Appui de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.018 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.023 \\ \Rightarrow A_r^a = 0.89 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Espacement (S_t) :

$$S_t \leq \text{Min}(4 \times e; 45 \text{ cm}) = \text{Min}(4 \times 14; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification des valeurs minimales :**

$$e = 14 \text{ cm}$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E 400$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 0.44 \text{ cm}^2 < 1.12 \text{ cm}^2 \\ A_r^a = 0.89 \text{ cm}^2 < 1.12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit } A_y^a = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.044 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.044 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.23) : Ferrailage du palier de repos.

| Sens | Localisation | M (KN . m) | A calculée (cm ²)/ml | A _{min} (cm ²)/ml | A adoptée/ml |
|----------|--------------|------------|----------------------------------|--|----------------------------|
| Sens x-x | En travée | 9.78 | 7.97 | 1.12 | 3HA12=3.39 cm ² |
| | En appuis | -5.75 | 1.39 | 1.12 | 3HA10=2.36 cm ² |
| Sens y-y | En travée | 1.50 | 0.44 | 1.12 | 4HA10=3.14 cm ² |
| | En appuis | -3.45 | 0.89 | 1.12 | 4HA10=3.14 cm ² |

- **Vérification à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_{ox} = 8.233 \text{ KN . m} \\ M_{oy} = 1.266 \text{ KN . m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 8.233 = 7.00 \text{ KN . m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 1.266 = 1.05 \text{ KN . m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{ox} = -4.12 \text{ KN . m} \\ -0.3 \times M_{ox} = -2.47 \text{ KN . m} \end{cases}$$

✓ **Etat limite de compression du béton :****Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} ;$$

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

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.24) : Contraintes dans le béton du palier de repos.

| Le sens | M (KN.m) | Y(m) | I(cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_{adm} (MPa) | Remarque |
|-----------|----------|-------|---------------------|---------------------|----------------------|----------|
| Selon x-x | 7.00 | 0.045 | 10673.38 | 2.95 | 15 | Vérifiée |
| Selon y-y | 1.05 | 0.029 | 12022.00 | 1.70 | 15 | Vérifiée |
| Appui | -4.12 | 0.029 | 12022.22 | 1.00 | 15 | Vérifiée |

✓ **Etat limite de déformation :****Vérification de la flèche :**

La flèche est vérifiée, d'après la vérification qu'on a fait dans la dalle à trois appuis.

(b). Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

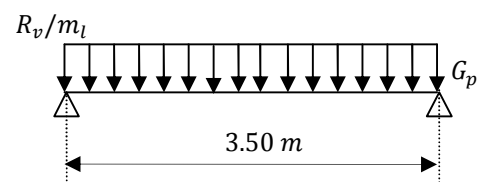


Figure (III.25) : Schéma statique de la poutre palière.

▪ **Pré dimensionnement :**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$

▪ **Vérification :**

D'après le RPA99 Version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

- **Calcul à la flexion simple :**

Les charges revenant à la poutre palière sont :

$$\text{Poids propre : } G = 25 \times 0.30 \times 0.35 \Rightarrow G = 2.625 \text{ KN/ml}$$

Réactions (poids transmis par la volée+ poids transmis par le palier) :

$$\text{A l'ELU : } R_B = 33.55 + 5.31 = 38.86 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } R_B = 24.23 + 3.80 = 28.03 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des sollicitations :

✓ **ELU :**

$$q_u = 1.35 \times 2.625 + 38.86 = 42.40 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{42.40 \times 3.50^2}{8} = 64.92 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times 64.92 = 55.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.5 \times 83.68 = -32.46 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 42.40 \times \frac{3.50}{2} = 74.20 \text{ KN}$$

✓ **ELS :**

$$q_s = 30.65 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le moment isostatique : } M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{30.65 \times 3.50^2}{8} = 46.93 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times 46.93 = 39.89 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.5 \times 46.93 = -23.46 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (III.25) : Résultat du ferrailage de la poutre palière.

| | M (KNm) | μ_{bu} | α | Z (m) | A _{cal} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adop} (cm ²) |
|---------------|---------|------------|----------|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|
| Travée | 55.18 | 0.119 | 0.159 | 0.309 | 5.13 | 1.20 | 6HA12=6.79 |
| Appuis | 32.18 | 0.069 | 0.090 | 0.318 | 2.90 | 1.20 | 3HA12=3.39 |

✓ **Vérfications à L'ELU :****Condition de non fragilité :**

$$A_t = 6.76 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

$$A_a = 3.03 > A_{\min} \quad \text{Vérifiée.}$$

Contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{74.20 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.749 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.749 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_i^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 11.66 \text{ mm} ; \text{ On adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij}) / 0.8 \times 400 = 0.3 \times 0.15 \times (0.749 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \geq 0.56 \text{ cm}^2$$

On adopte un cadre de et une épingle $\phi 8$.

Vérification des espacements :

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.30} = 67.00 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 29.70 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{ij})} = 108.16 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

Les conditions sont vérifiées, donc on prend un espacement de 15 cm.

Vérification des armatures longitudinales a l'effort tranchant:

$$A_t = 10.18 \text{ cm}^2 \geq \left[V_u - \frac{M_a / 0.9 \times d}{f_e / \gamma_s} \right] = \left(74.20 \times 10^{-3} - \frac{32.18 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33} \right) \times \frac{1.15}{400} < 0$$

Aucune vérification à faire.

✓ **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.

$$\text{En travée : } \frac{30 \times y^2}{2} + (15 \times 6.79) \times y - 15 \times 6.79 \times 33 = 0 \Rightarrow y = 11.95 \text{ cm}$$

$$\text{En appui : } \frac{30 \times y^2}{2} + (15 \times 3.39) \times y - 15 \times 3.39 \times 33 = 0 \Rightarrow y = 9.017 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$\text{En travée : } I = \frac{30 \times 11.95^3}{3} + 15 \times 6.79 \times (33 - 11.95)^2 \Rightarrow I = 62194.88 \text{ cm}^4$$

$$\text{En appui : } I = \frac{30 \times 9.017^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (33 - 9.017)^2 \Rightarrow I = 29981.26 \text{ cm}^4$$

$$\text{En travée : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{39.89 \times 11.95 \times 10^3}{62194.88} = 7.66 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\text{En appui : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{23.46 \times 9.017 \times 10^3}{29981.26} = 7.055 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

État limite de déformation :**Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

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

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{350} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = 0.1 > \frac{39.89}{10 \times 46.93} = 0.085$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.00685 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Toutes les conditions sont vérifiées d'où, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

♦ **Calcul a la torsion :**

Le moment de torsion $M_T = 9.78KN.m$ 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).

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750cm^2$$

U : est le périmètre de la section creuse :

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110cm$$

Ferraillage :

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$M_T = \frac{9.78 \times L}{2} = \frac{9.78 \times 3.5}{2} = 17.115$$

$$A_t = \frac{17.115 \times 10^{-3} \times 1.10}{2 \times 0.075 \times 348} = 3.60cm^2$$

Choix d'armature :

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_t = A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = 3.6 + 6.76 = 10.36cm^2$$

$$\text{On opte pour : } 7HA14 = 10.78cm^2$$

$$\text{En appuis : } A_a = A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = 3.6 + 3.03 = 6.63cm^2$$

$$\text{On opte pour : } 6HA12 = 6.78cm^2$$

• **Vérification des contraintes tangentes à la torsion :**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{9.78 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 0.05} = 1.30 MPa$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4MPa) = 3.25 MPa$$

Condition vérifiée.

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 1.30 MPa < \tau_{adm} = 3.25 MPa$$

Calcul des armatures transversales :

On fixe l'espacement comme suit :

En travée $S_t = 20\text{cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{9.78 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.37\text{cm}^2$$

En appuis $S_t = 10\text{cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{9.78 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.18\text{cm}^2$$

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.47 + 0.37 = 0.84\text{cm}^2. \text{ On opte } 3\Phi 8 = 1.51\text{cm}^2.$$

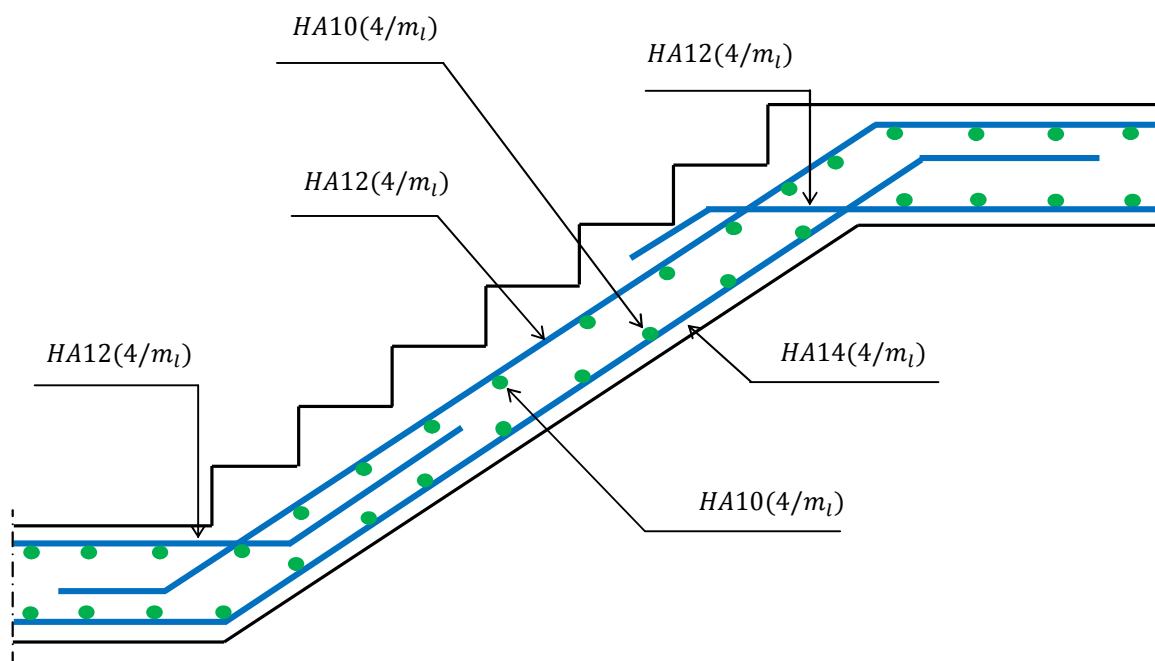
Schéma de ferrailage de 2^{ème} type l'escalier :

Figure (III.26) : Schéma de ferrailage de 2^{ème} type d'escalier.

Schéma de ferrailage de la poutre palière :

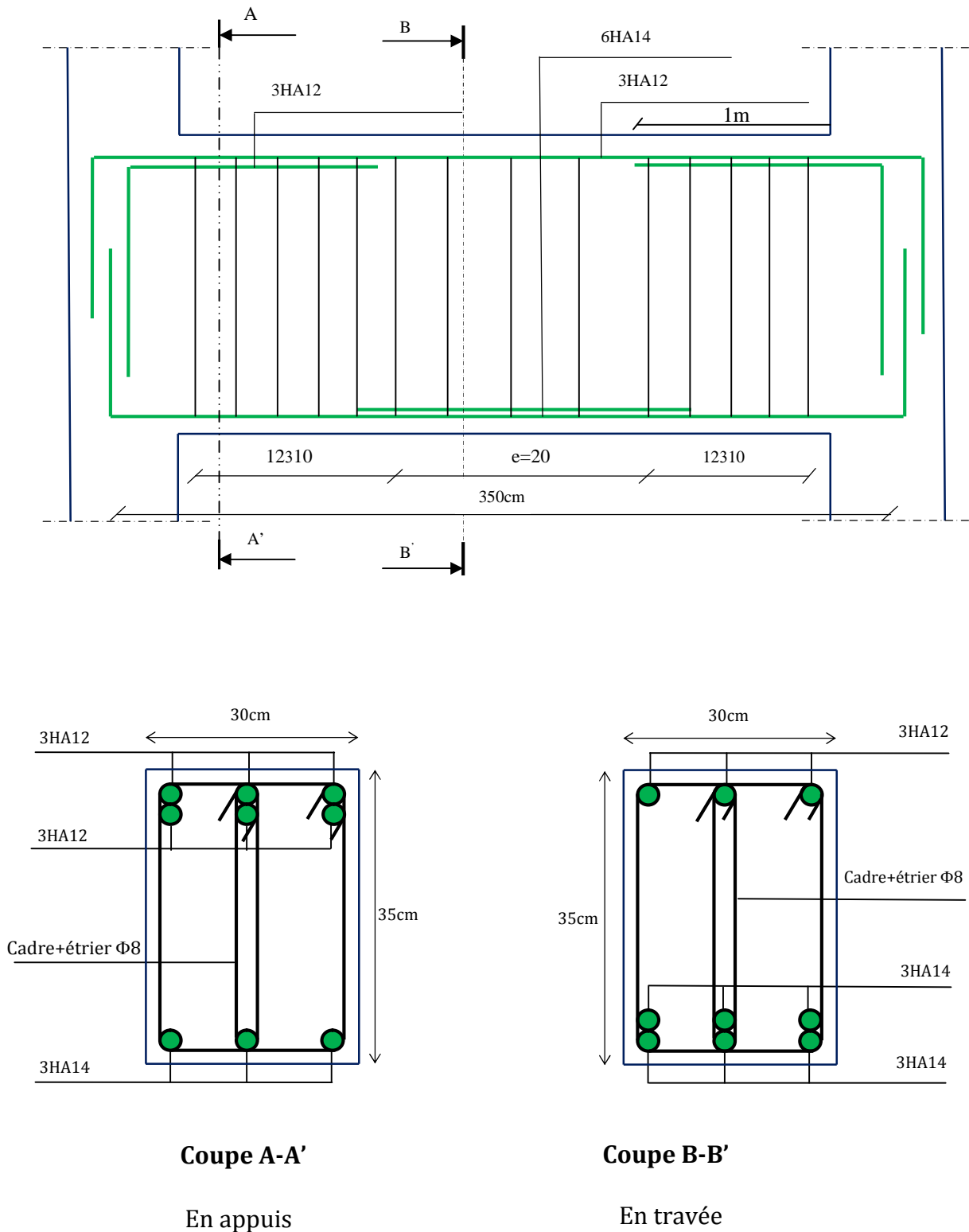


Figure (III.27) : Schéma de la poutre palière.

III.4. Etude de l'ascenseur :**III.4.1. Définition :**

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour dix (10) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur.
- l : Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.

[Annexe III]

$$\text{Donc } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3KN$$

III.4.2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a :

$$l_x = 1.90m \text{ et}$$

$$l_y = 2.30m \text{ Donc une surface}$$

$$S = 1.90 \times 2.30 = 4.37 m^2.$$

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{2.30}{20} = 0.115 m$$

On opte pour un : $e = 20 \text{ cm}$.

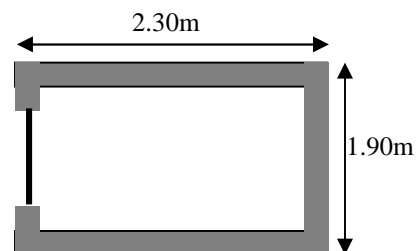


Figure (III.28) : Cage d'ascenseur.

III.4.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

| | |
|---|--|
| $G_1 = 25 \times 0.20 = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$ | Poids de la dalle en béton armé. |
| $G_2 = 20 \times 0.03 = 0.6 \text{ KN} / \text{m}^2$ | Poids du mortier de pose de 3cm. |
| $G_3 = 0.1 \text{ KN} / \text{m}^2$ | Poids de l'isolant thermique. |
| $G_4 = 22 \times 0.03 = 0.66 \text{ KN} / \text{m}^2$ | Poids de la forme de pente méta chape. |
| $G_5 = 22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN} / \text{m}^2$ | Poids du revêtement dallage colle. |

$$G' = \sum_{i=1}^5 G_i \Rightarrow G' = 6.8 \text{ KN} / \text{m}^2. \longrightarrow \text{Somme de } G_1, G_2, \dots, G_5.$$

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{1.90 \times 2.30} = 33.18 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 6.8 + 33.18 = 40 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

✓ **Cas d'une charge répartie :**• **Calcul des sollicitations :****A'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 55.50 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.90}{2.30} = 0.82 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 10.80 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.82 \text{ KNm}$$

III.4.2.2. Calcul des moments réels :

➤ En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 9.18 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.80 \text{ KNm}$$

➤ En appui :

$$M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^{\text{int}} = 0.5 \times M_0^x = 5.40 \text{ KNm}$$

$$M_a^{\text{rive}} = 0.3 \times M_0^x = 3.24 \text{ KNm}$$

III.4.3. Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 17.5\text{cm}$ et $d_y = 16.5\text{cm}$

1. En travée :

Parallèle à l_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.0211$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0266$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.173 \text{ m.}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.52 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Parallèle à l_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 1.50 \times 10^{-2}$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.0189$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.163 \text{ m.}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 1 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

2. En appui :

- Appui intermédiaire :

$$\mu_{bu} = 1.24 \times 10^{-2}$$

$$\alpha = 0.0156$$

$$z = 0.174m$$

$$A_a^{int e} = 0.90 \text{ cm}^2/ml$$

- Appui de rive:

$$\mu_{bu} = 7.45 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0.00934$$

$$z = 0.174 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = 0.53 \text{ cm}^2/ml$$

➤ **Vérification à l'ELU:**

Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.82$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 2.69 \text{ cm}^2/ml \\ A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 1.6 \text{ cm}^2 > 0.672 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée.

On choisit suivant le:

$$\text{Sens x-x', en travée et en appui: } A_t^x = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y', en travée et en appui: } A_t^y = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Calcul des espacements :

$$\text{Sens x-x'} : S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

$$\text{Sens y-y'} : S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 35 \text{ cm}$ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

 $\rho = 0.82 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 35.15 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 37.40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{37.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.175} = 0.21 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

C'est vérifié.

➤ Vérification à L'ELS:

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 40 + 1 = 41 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.97 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.03 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.77 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.27 \text{ KNm}$$

Vérification des contraintes :

Sens x-x' :

$$\sigma_{bc} = 2.54 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{sc} = 83.31 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} .$$

Sens y-y' :

$$\sigma_{bc} = 1.87 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{sc} = 76.41 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} .$$

✓ 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.

($a_0 \times b_0$) : 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'.

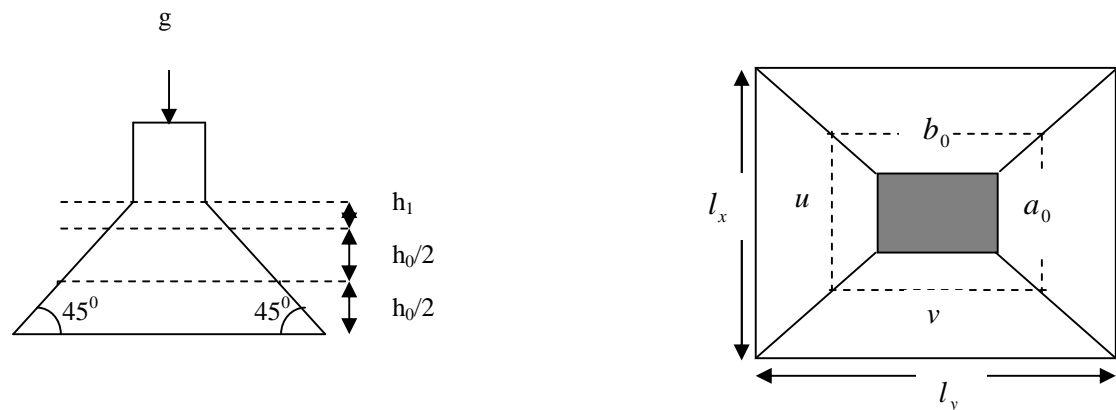


Figure (III.29) : Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$$\text{On a une vitesse } V = 1.6 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150 \text{ cm} \\ b_0 = 160 \text{ cm} \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4\text{cm} \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 178 \text{ cm} . \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 188 \text{ cm} . \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec ; } \nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.93 \quad \text{et } \rho = 0.82$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.81 \quad \text{et } \rho = 0.82$$

En se référant à l'annexe n° 3 on trouve $M_1 = 0.055$ et $M_2 = 0.041$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3$$

$$P_u = 97.60 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 5.36 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 4 \text{ KNm} \end{cases}$$

Evaluation des moments dus aux poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.8 + 1.5 \times 1 = 10.68 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.07 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.31 \text{ KNm}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.43 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.31 \text{ KNm} \end{cases}$$

III.4.4. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 17.5cm$ et $d_y = 16.5cm$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.26) : Résultats des calculs.

| localisation | M_t (KNm) | M_a (KNm) | A_t calculé (cm ² /ml) | A_a calculé (cm ² /ml) | A_t adopté (cm ² /ml) | A_a adopté (cm ² /ml) |
|--------------|----------------|----------------|--|--|---------------------------------------|---------------------------------------|
| Sens x-x' | 6.31 | 2.23 | 1.04 | 0.36 | 5T10=3.93 | 5T10=3.93 |
| Sens y-y' | 4.51 | 1.6 | 0.79 | 0.28 | 4T10=3.14 | 4T10=3.14 |

➤ **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité :

* **En travée :**

$$A_t^x = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min}^x = 2.69 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ et } A_t^y > \frac{A_x^t}{4}$$

* **En appui :**

$$A_t^x = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} / > A_{\min}^x = 2.69 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification au poinçonnement : Selon le BAEL Article H.III.10 :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (178 + 188)$$

$$U_c = 732 \text{ cm}.$$

$$Q_u = 97.60 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

Après calcul on constate que $Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

On a; $v > u \Rightarrow$ au milieu de u : $V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 17.3 \text{ KN}$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 17.61 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{\max} = 17.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

C'est vérifié.

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} < \frac{h}{10} = 20 \text{ mm} .$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} .$$

Espacement des barres :

Sens x-x': $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm} .$

Sens y-y': $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} .$

✓ **Vérification à l'ELS :**

* Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN} .$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 4.57 \text{ KNm} . \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 3.76 \text{ KNm} . \end{cases}$$

* Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.8 + 1 = 7.8 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.51 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.96 \text{ KNm}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.08 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.72 \text{ KNm} \end{cases}$$

Le calcul de fera pour une bande de 1m de longueur et ne prenant $d_x = 17.5 \text{ cm}$ et $d_y = 16.5 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (III.27) : Résultat des calculs.

| | M_t (KN.m) | M_a (KN.m) | A_t adopté (cm ² /ml) | Y (m) | $I \times 10^{-4}$ (m ⁴) |
|-----------|-------------------|-------------------|---|------------|--|
| Sens x-x' | 5.17 | 1.82 | 5T10=3.93 | 0.040 | 1.280 |
| Sens y-y' | 4.01 | 1.41 | 4T10=3.14 | 0.034 | 0.939 |

Vérification des contraintes :

En travée :

$$\begin{aligned} \text{Sens x-x}' : \sigma_{bc} &= 1.61 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} &= 81.80 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \end{aligned}$$

En appui:

$$\begin{aligned} \text{Sens x-x}' : \sigma_{bc} &= 0.56 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} &= 28.80 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \end{aligned}$$

En travée:

$$\begin{aligned} \text{Sens y-y}' : \sigma_{bc} &= 1.46 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} &= 83.72 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \end{aligned}$$

En appui:

$$\begin{aligned} \text{Sens y-y}' : \sigma_{bc} &= 0.51 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} &= 29.43 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Vérification de la flèche :

$$h / l_x = 0.105 \geq 1/16 = 0.0625 \quad (1).$$

$$h / l_x = 0.105 \geq M_t / 10M_0 = 0,085 \quad (2).$$

$$A / b.d = 2,18.10^{-3} \leq 4,2 / f_e = 0.0105 \quad (3).$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées.

Schéma de ferrailage :

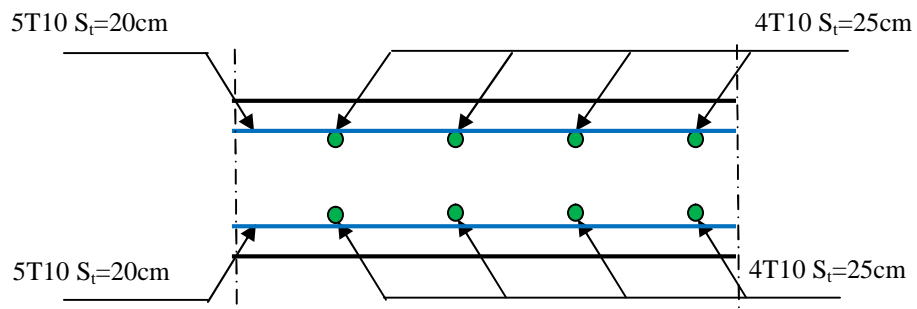


Figure (III.30) : Vue en coupe du ferrailage de la dalle.

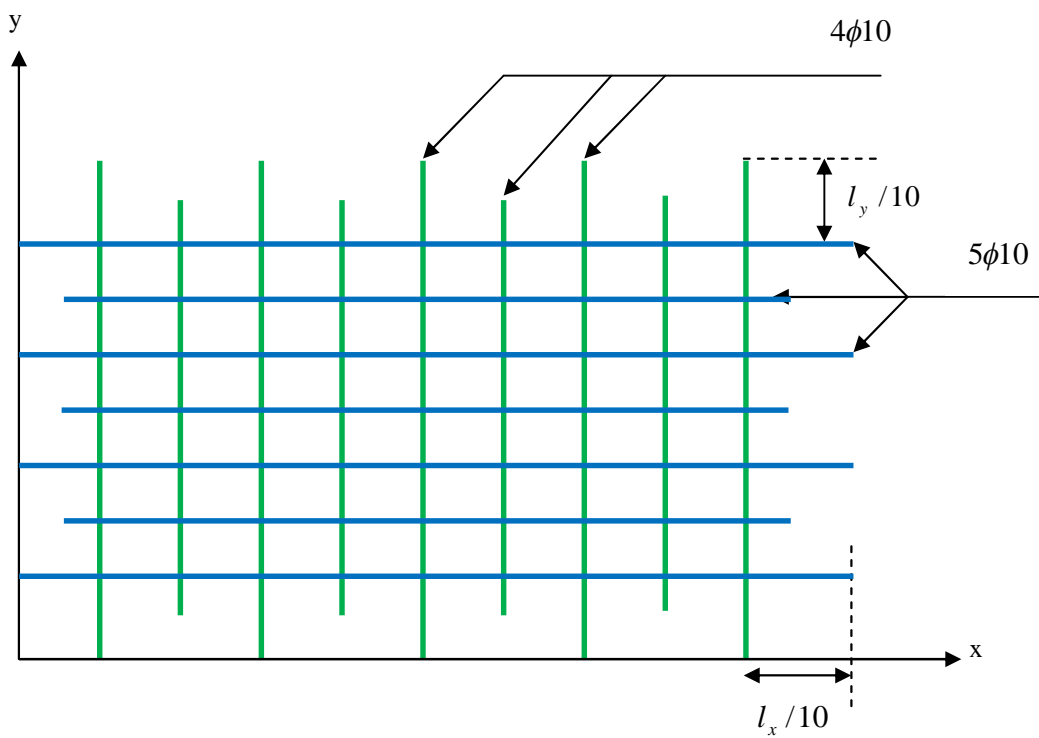


Figure (III.31) : Schéma de ferrailage de la dalle.

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, souvent est très délicate et complexe. Elle à pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, pour obtenir une meilleure sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer un certain confort des habitants et les occupants. Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité. Pour cela on fait toujours appelle à la modélisation par des logicielles à base d'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Dans notre travail, nous avons opté d'analyser et d'étudier un R+10 sous forme d'un gradin contreventé par voile-portique avec justification de l'interaction on utilisant le logiciel de calcul de structure le SAP2000 V.2.2

IV.1. Présentation de logiciel de calcul :

Le SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...). Il offre une diversité de possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conceptions. il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métalliques.

○ Principe de modélisation :

Le logiciel SAP2000 V.2.2 permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, condition aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux...) de façon entièrement graphique, numérique ou combinés en utilisant les innombrables outils, disponibles. En effet, une structure peut être composée de différents schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est définit dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité elle s'effectue de façon automatique.

○ Exploitation des résultats :

Une fois les calculs de la structure sont effectués, les résultats peuvent être consultés par deux méthodes différentes :

- Sous forme de valeurs numériques (les tableaux affichent les composantes spécifiques des déplacements, réactions, efforts internes, etc.)
- Sous forme graphique (les diagrammes seront présentés par les barres spécifiques de la structure).

SAP2000 permet aussi :

- ✓ Pour les joins : donne les réactions, les moments aux appuis et les déplacements...

- ✓ Pour les éléments en Shell : donne les efforts internes et les contraintes sous forme graphique ou numérique.
- ✓ Pour les éléments frames : donne les éléments de réduction (M, N, T).
- ✓ Le fichier de résultats : affiche les résultats obtenus par l'analyse de structure et plusieurs tableaux selon le choix de l'utilisateur, à savoir : les efforts internes, les contraintes, déplacements, masse du niveau,... etc.

IV.2. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes 99 *Version2003*, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

➤ Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions *RPA99 (Article4.2)* de calculer la structure par une méthode pseudo-dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation. Selon les exigences du *RPA99 addenda 2003*, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (*RPA99 addenda 2003 article 4.3.6*).

IV.2.1. Calcul de la force sismique totale à la base :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. *RPA99 (Tableau 4.1)*

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : groupe 02} \\ \text{Zone sismique : zone IIa} \end{array} \right. \longrightarrow A_x = A_y = A = 0.15$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, et selon *RPA 99 Version 2003* (Formule 4-2A) il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} . \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. *RPA 99 (Tableau 4.7)*

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_2).

$$\text{D'où} \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.40 \text{ sec} \end{cases}$$

η : Facteur d'amortissement donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$

ξ (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la Structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On a un contreventement mixte : } \xi \% = \frac{7 + 10}{2} = 8.5 \%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.81$$

○ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

T : période fondamentale de la structure donnée par :

$$T = \min \begin{cases} T = C_T \times h_t^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_t}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

Avec :

h_t : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_t = 35.58 \text{ m}$$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$$C_T = 0.05 \text{ Selon } RPA99 \text{ (tableau 4-6)}$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée :

$$D_x = 20.00m.$$

$$D_y = 13.55m.$$

Donc :

$$T = C_T \times h_t^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times (35.58)^{\frac{3}{4}} = 0.728 \text{ sec} .$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{35.58}{\sqrt{20.00}} = 0.716 \text{ sec} .$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{35.58}{\sqrt{13.55}} = 0.869 \text{ sec} .$$

$$T_x = \min (T_x; T) \Rightarrow T_x = 0.716s$$

$$T_y = \min (T_y; T) \Rightarrow T_y = 0.728s .$$

D'après le *RPA 99 Version 2003*, on doit majorer les périodes T_x et T_y de 30%.

Ce qui donne :

Sens x-x : La période de vibration ne doit pas dépasser $1.3T_x$, c'est-à-dire T est estimée ne doit pas dépasser 0.93 sec.

Sens y-y : La période de vibration ne doit pas dépasser $1.3T_y$, c'est-à-dire T est estimée ne doit pas dépasser 0.94 sec.

$$T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ sec} \quad \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ sec} \quad \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

$$\begin{cases} 0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.716} \right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.373 \\ 0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.728} \right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.358 \end{cases}$$

- **Coefficient R :** Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement, on a un contreventement mixte portique-voile avec interaction Donc $R = 5$ Selon *RPA (Tableau 4.3 RPA99 version 2003)*.

- **Facteur de qualité Q** : Facteur de qualité, sa valeur est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$; selon le RPA (4.4)

Le facteur de qualité est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
 - La qualité de contrôle de la structure.
- **Facteur de pénalité P_q** : C'est la pénalité à retenir, critère de qualité q "est satisfait ou non" (tableau 4.4 du RPA99 addenda 2003).

Tableau (IV.1) : Valeurs des pénalités p_q .

| Critère Q | Valeurs de $p_q(x)$ | | Valeurs de $p_q(y)$ | |
|---|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| | Critère observé | Critère non observé | Critère observé | Critère non observé |
| Condition minimale des files porteuses | | 0.05 | | 0.05 |
| Redondance en plan | | 0.05 | | 0.05 |
| Régularité en plan | | 0.05 | | 0.05 |
| Régularité en élévation | | 0.05 | | 0.05 |
| Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | | 0 | |
| Contrôle de la qualité de la construction | 0 | | 0 | |

Du tableau on aura :

$$Q_x = Q_y = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + (0.5 \times 4) = 1.2$$

○ **Poids total de la structure :**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec,} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W : Poids total de la structure.

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_Q : Surcharge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

Selon RPA 99 Version 2003 (Tableau 4.5) :

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation} \\ 0.6 & \text{pour les étages à usage commercial} \end{cases}$$

W : poids totale de la structure. $W = \sum_{i=1}^n W_i$.

$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ ($\beta = 0,2$; bâtiment d'habitation).

Tableau (IV.2) : Les poids des différents niveaux.

| Niveau | W_G (KN) | W_Q (KN) | W_i (KN) |
|--------|------------|------------|-------------------------|
| 01.02 | 0124.451 | 038.520 | 0132.155 |
| 04.08 | 2104.242 | 538.504 | 2211.943 |
| 06.96 | 1937.812 | 478.508 | 2033.514 |
| 09.84 | 1844.212 | 478.508 | 1939.914 |
| 12.72 | 1844.212 | 478.508 | 1939.914 |
| 15.60 | 1900.880 | 469.655 | 1994.811 |
| 18.48 | 1733.631 | 521.000 | 1837.831 |
| 21.36 | 2970.693 | 685.810 | 3107.855 |
| 24.24 | 2970.693 | 685.810 | 3107.855 |
| 27.12 | 2970.693 | 685.810 | 3107.855 |
| 30.00 | 2145.471 | 608.230 | 2267.116 |
| 32.88 | 2145.471 | 608.230 | 2267.116 |
| 35.58 | 0197.780 | 062.145 | 0210.209 |
| | | | $\Sigma = 26167.088$ KN |

$$\Rightarrow W = 26167.088 \text{ KN}$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.373 \times 1.20}{5} \times 26167.088 = 1293.387 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.358 \times 1.20}{5} \times 26167.088 = 1279.266 \text{ KN}$$

IV.3. Méthode dynamique 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/version 2003 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.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établi grâce à l'expression suivante :

IV.3.1. Spectre de calcul :

Selon RPA 99 Version 2003 formule 4-13, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul ci-dessous :

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

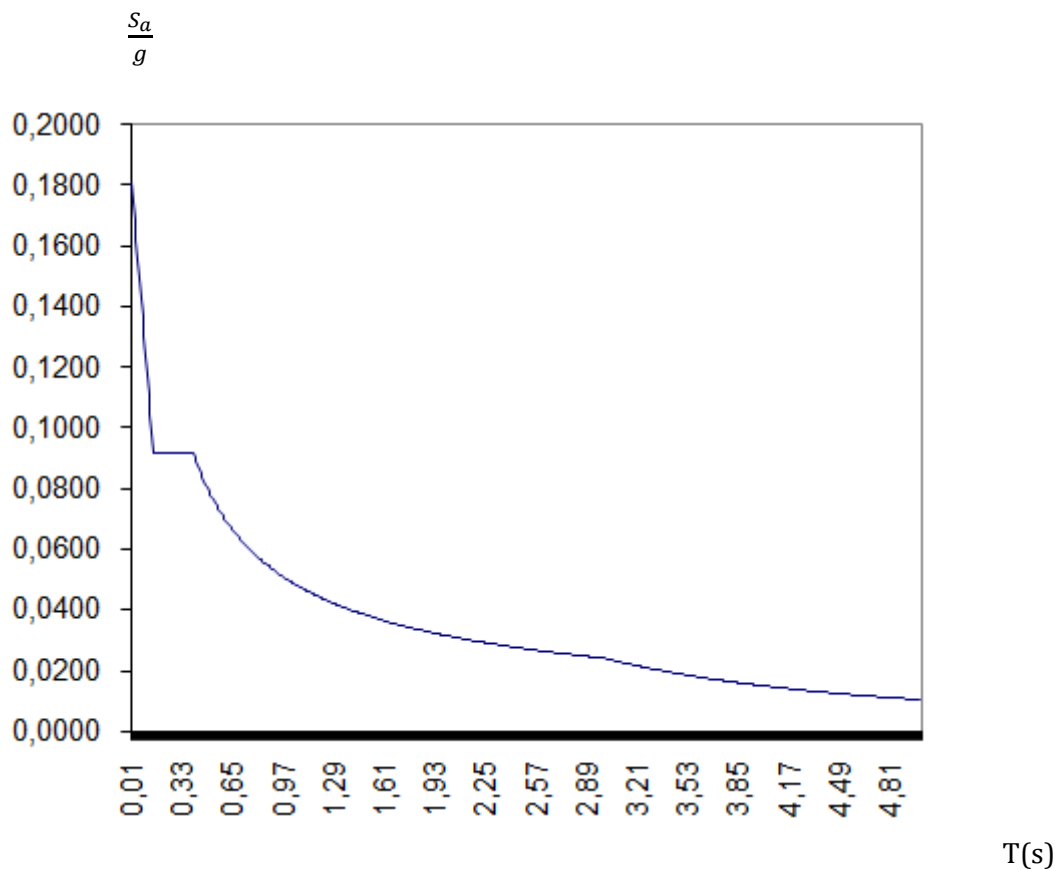


Figure (IV.1) : Spectre de réponse.

Notre structure sera modélisée avec le logiciel *SAP2000 Version 14.2.2*. Ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement).

Une fois ces différents paramètres déterminés, on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du *RPA99 Version 2003* (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet P- Δ , effort normal réduit).

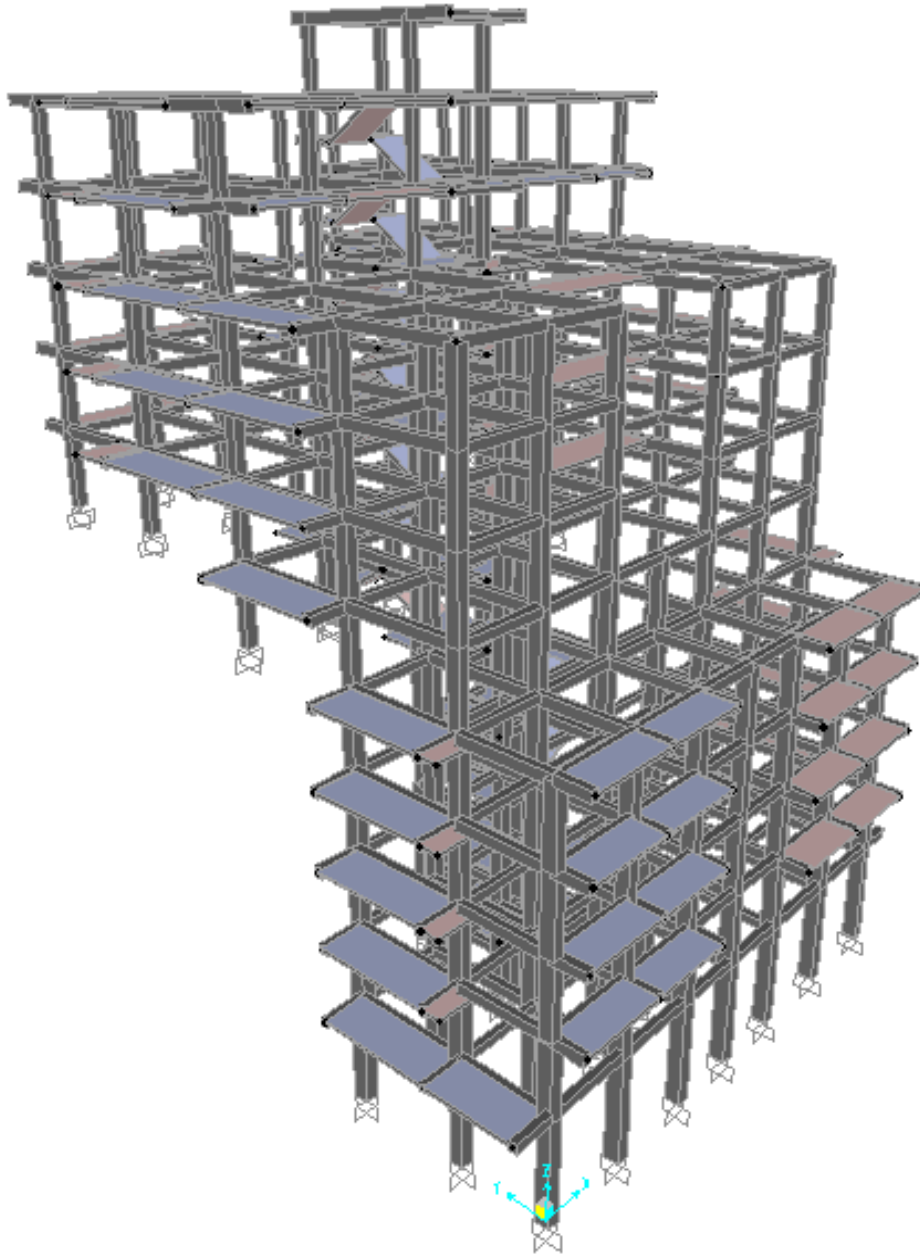


Figure (IV.2) : *La vue en 3D de la structure.*

IV.4. Interprétation des résultats d'analyse dynamique :

Après l'analyse dynamique, on remarque que :

- La période fondamentale de vibration calculée par le logiciel *SAP 2000* est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du *RPA99 Version 2003* majorée de 30%.
- Les deux modes de vibration sont des modes de translation, le premier est selon l'axe x-x et le deuxième selon l'axe y-y.

IV.4.1. Dispositions des voiles :

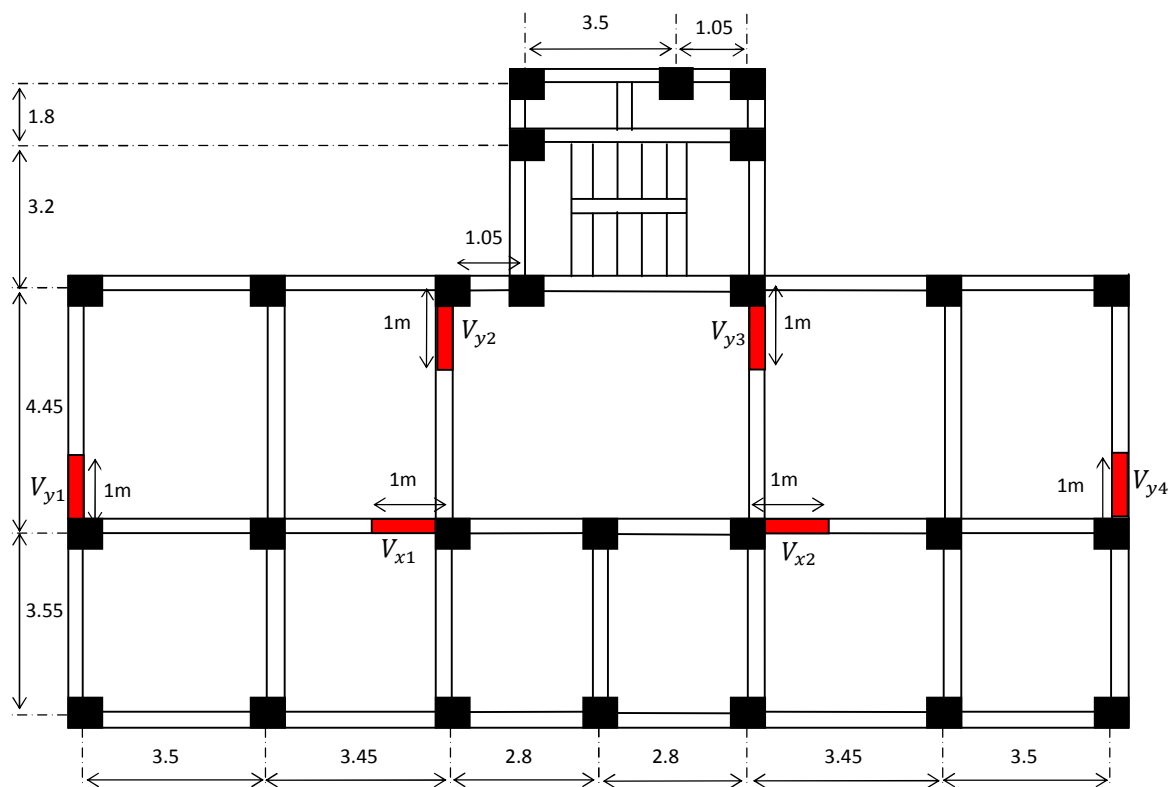


Figure (IV.3) : Dispositions des voiles choisies.

VI.4.2. Modes de vibration et participation massique :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le *RPA99 Version 2003* doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau (IV.3) : *Période de vibration et taux de participation massique.*

| Mode | Période | Mode individuel (%) | | | Somme cumulée (%) | | |
|------|----------|---------------------|-----------|-------------|-------------------|-----------|-----------|
| | T | UX | UY | UZ | UX | UY | UZ |
| 1 | 0.724590 | 60.041000 | 0.0000199 | 0.000162100 | 60.041 | 0.0000199 | 0.0001621 |
| 2 | 0.665535 | 0.0023070 | 48.562000 | 0.000000268 | 60.044 | 48.562000 | 0.0001623 |
| 3 | 0.631984 | 1.7830000 | 0.1400000 | 0.000003876 | 61.827 | 48.702000 | 0.0001662 |
| 4 | 0.416406 | 19.248000 | 0.0014190 | 0.000007332 | 81.074 | 48.704000 | 0.0001736 |
| 5 | 0.312723 | 0.0004828 | 44.305000 | 0.005013000 | 81.075 | 93.008000 | 0.0006749 |
| 6 | 0.309167 | 0.1050000 | 0.2730000 | 0.000121900 | 81.180 | 93.281000 | 0.0007967 |
| 7 | 0.269384 | 0.0000662 | 1.8670000 | 0.032000000 | 81.180 | 95.148000 | 0.0330000 |
| 8 | 0.255235 | 10.161000 | 0.0000651 | 0.001965000 | 91.341 | 95.148000 | 0.0350000 |
| 9 | 0.244567 | 2.0950000 | 0.0017390 | 0.000713500 | 93.436 | 95.149000 | 0.0360000 |
| 10 | 0.202108 | 0.2240000 | 0.0086650 | 0.078000000 | 93.660 | 95.158000 | 0.1140000 |
| 11 | 0.183263 | 0.0130000 | 0.0001780 | 0.002454000 | 93.673 | 95.158000 | 0.1160000 |
| 12 | 0.173809 | 0.0008225 | 0.0062340 | 0.000138100 | 93.674 | 95.164000 | 0.1160000 |

Ces résultats montrent que la participation modale du premier mode suivant la direction x-x' est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure IV.4. La même chose peut être constatée pour le deuxième mode suivant la direction y-y' figure IV.5, et le troisième mode est une rotation autour de z-z' figure IV.6.

On remarque aussi que, la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

$$T_x = 1.3 \times 0.716 = 0.93s$$

$$T_y = 1.3 \times 0.728 = 0.94s$$

Les trois premiers modes de vibrations de notre structure, sont représentés sur ces trois figures si après.

- **1^{er} Mode de vibration de déformation (T=0.7245s) : translation suivant x-x'**

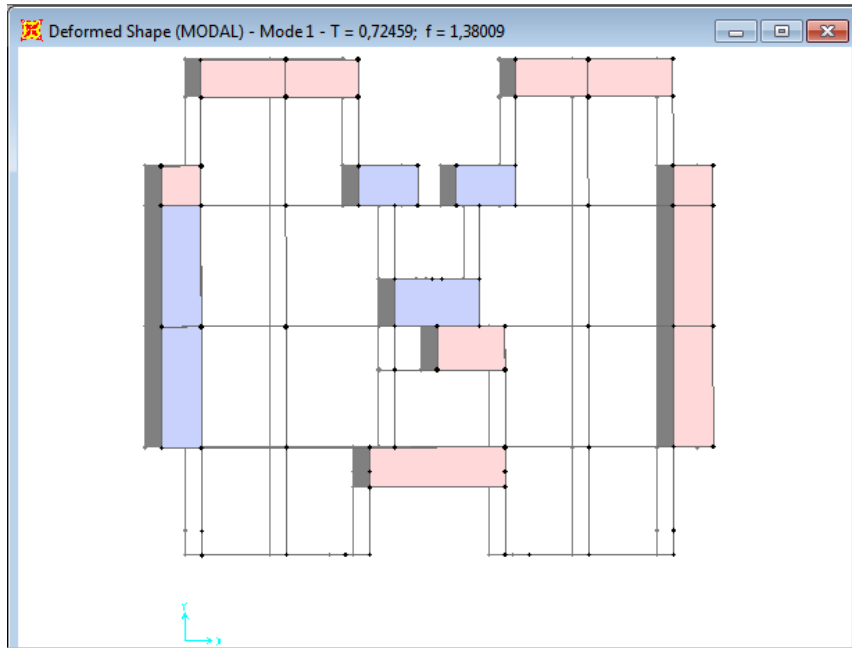


Figure (IV.4) : *1^{er} mode de vibration.*

- **2^{eme} Mode de vibration de déformation (T=0.6655s) : translation suivant y-y'**

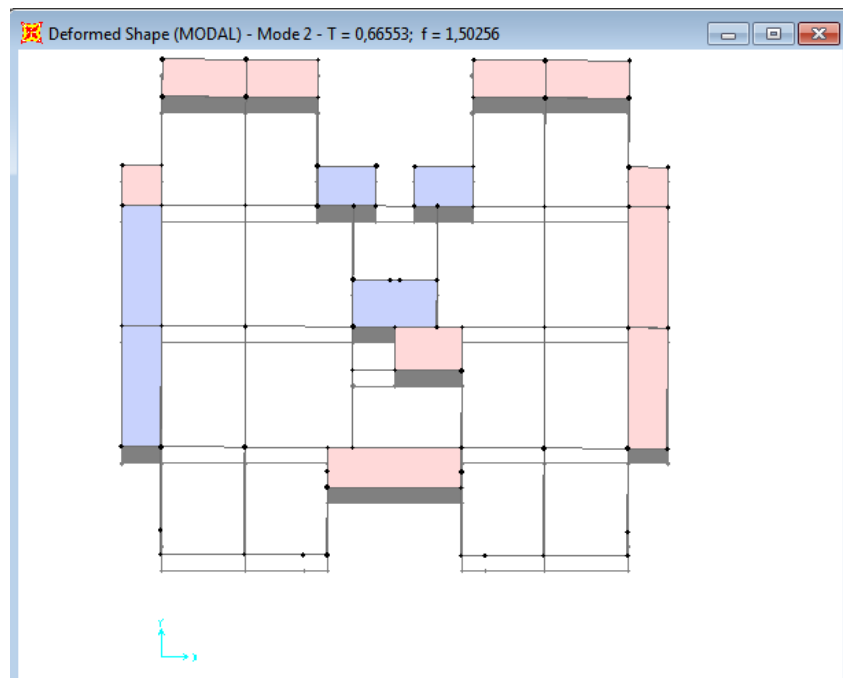


Figure (IV.5) : *2^{eme} mode de vibration.*

- 3^{eme} Mode de vibration de déformation (T=0.6319s) : Rotation suivant z-z'

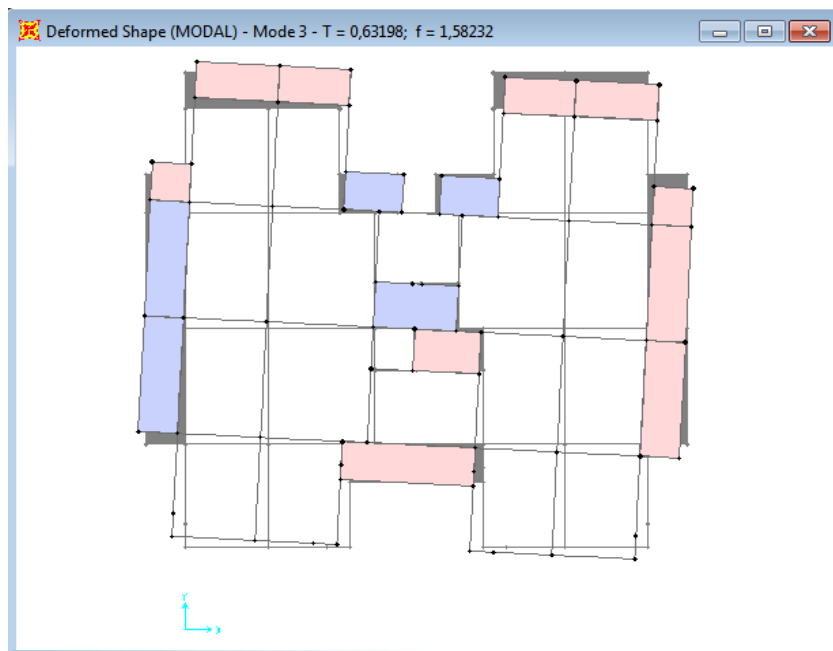


Figure (IV.6) : 3^{eme} mode de vibration.

IV.4.3. Vérification de la résultante de forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Tableau (IV.4) : Vérification de la résultante des forces sismiques.

| Résultante des forces sismiques | V_{dyn} | V_{stat} | V_{dyn} / V_{stat} | Observation |
|---------------------------------|-----------|------------|----------------------|--------------|
| Sens X-X | 1018.256 | 1293.387 | 0.787 | Non vérifiée |
| Sens Y-Y | 1576.711 | 1279.266 | 1.232 | Vérifiée |

$\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} < 0.8$, Alors il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments...) dans le rapport $0.8 V_{stat} / V_{dyn} = 1.016$.

IV.5. Justification de l'interaction voiles portiques :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA, les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée.

- **Sous charges verticales :**

Tableau (IV.5) : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.

| Niveaux | Charge reprise | | Pourcentage repris | |
|------------------------------|----------------|----------|--------------------|------------|
| | Portiques | Voiles | Portiques (%) | Voiles (%) |
| RDC | 26513.108 | 4877.148 | 84.46286 | 15.53714 |
| 1^{er} étage | 23823.651 | 4116.155 | 85.26778 | 14.73222 |
| 2^{ème} étage | 19993.701 | 3574.831 | 84.83219 | 15.16781 |
| 3^{ème} étage | 15700.899 | 3256.341 | 82.82271 | 17.17729 |
| 4^{ème} étage | 16053.821 | 2630.450 | 85.92158 | 14.07842 |
| 5^{ème} étage | 18426.031 | 2182.527 | 89.40961 | 10.59039 |
| 6^{ème} étage | 26253.545 | 1750.518 | 93.74906 | 06.25094 |
| 7^{ème} étage | 20228.428 | 1151.459 | 94.61429 | 05.38571 |
| 8^{ème} étage | 14593.267 | 0620.897 | 95.91895 | 04.08104 |

- **Sous charges horizontales :**

Tableau (IV.6) : Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles.

| Niveaux | Sens x-x | | | | Sens y-y | | | |
|------------------------------|-------------|-----------|--------|--------|-------------|------------|--------|--------|
| | Portique KN | Voile(KN) | P (%) | V (%) | Portique KN | Voiles(KN) | P (%) | V (%) |
| RDC | 235.687 | 240.919 | 49.451 | 50.549 | 190.255 | 272.313 | 41.130 | 58.869 |
| 1^{er} étage | 312.506 | 105.047 | 74.842 | 25.158 | 302.071 | 102.923 | 74.586 | 25.413 |
| 2^{ème} étage | 232.960 | 103.587 | 69.221 | 30.779 | 146.911 | 101.056 | 59.246 | 40.754 |
| 3^{ème} étage | 165.102 | 079.316 | 67.549 | 32.451 | 059.720 | 021.453 | 73.571 | 26.429 |
| 4^{ème} étage | 212.366 | 075.189 | 73.852 | 26.147 | 182.190 | 096.219 | 65.439 | 34.560 |
| 5^{ème} étage | 329.114 | 110.223 | 74.911 | 25.088 | 246.328 | 106.112 | 69.892 | 30.108 |
| 6^{ème} étage | 389.645 | 151.927 | 71.947 | 28.053 | 594.790 | 207.105 | 74.173 | 25.827 |
| 7^{ème} étage | 651.218 | 235.075 | 73.470 | 26.523 | 559.608 | 553.298 | 50.283 | 49.716 |
| 8^{ème} étage | 545.771 | 182.848 | 74.905 | 25.095 | 687.857 | 244.824 | 73.750 | 26.249 |

IV.5.1. Calcul des déplacements :

Selon le RPA99 (art 4. 4. 3), le rapport du déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé par la formule suivante :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

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

R : Coefficient de comportement ($R = 5$).

Le déplacement relatif du niveau « K » par rapport au « K-1 » est donnée par :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Tel que : $\Delta_K < 1\% \times h_e$ Selon le RPA99 Article 5. 10.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (IV.7) : Vérification des déplacements relatifs.

| Plancher N° : | δ_{eK} (cm) | | R | $R \times \delta_{eK}$ (cm) | | Δ_K | | h_K (cm) | 1% h_K (cm) |
|------------------|------------------------|------------------------|---|-----------------------------|-------------------------|---------------|---------------|---------------|------------------|
| | δ_{eKx} sens xx | δ_{eKy} sens yy | | $R \times \delta_{eKx}$ | $R \times \delta_{eKy}$ | Δ_{Kx} | Δ_{Ky} | | |
| buanderie | 1.82777 | 1.30279 | 5 | 9.13885 | 6.51395 | 0.16987 | 0.14928 | 270 | 2.70 |
| 10 | 1.65790 | 1.15351 | 5 | 8.28950 | 5.76755 | 0.27096 | 0.21648 | 288 | 2.88 |
| 9 | 1.38694 | 0.93703 | 5 | 6.93470 | 4.68515 | 0.39710 | 0.27326 | 288 | 2.88 |
| 8 | 0.98984 | 0.66377 | 5 | 4.94920 | 3.31885 | 0.25093 | 0.18772 | 288 | 2.88 |
| 7 | 0.73891 | 0.47605 | 5 | 3.69455 | 2.38025 | 0.26412 | 0.18064 | 288 | 2.88 |
| 6 | 0.47479 | 0.29541 | 5 | 2.37395 | 1.47705 | 0.16693 | 0.04674 | 288 | 2.88 |
| 5 | 0.30786 | 0.24867 | 5 | 1.53930 | 1.24335 | 0.07585 | 0.02666 | 288 | 2.88 |
| 4 | 0.23201 | 0.22201 | 5 | 1.16005 | 1.11005 | 0.02186 | 0.01950 | 288 | 2.88 |
| 3 | 0.21015 | 0.20251 | 5 | 1.05075 | 1.01255 | 0.02045 | 0.01331 | 288 | 2.88 |
| 2 | 0.18970 | 0.18920 | 5 | 0.94850 | 0.94600 | 0.04423 | 0.01373 | 288 | 2.88 |
| 1 | 0.14547 | 0.17547 | 5 | 0.72735 | 0.87735 | 0.06389 | 0.07466 | 288 | 2.88 |
| RDC | 0.08158 | 0.10081 | 5 | 0.40790 | 0.50405 | 0.08158 | 0.10081 | 408 | 4.08 |

D'après ces résultats on remarque que les déplacements relatifs entre étage sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

IV.5.2. Vérification de l'effet P_Δ :

L'effet (P_Δ) est dû aux charges verticales après déplacement, et peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » ;

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau « K ».

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

h_K : Hauteur de l'étage « K ».

1)- Si $\theta_k \leq 0.1$: l'effet P- Δ peuvent être négligés.

2)- Si $0.1 < \theta_k < 0.2$: Les effets (P- Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur « $\frac{1}{1-\theta_k}$ ».

3)- Si $\theta_k \geq 0.2$: La structure est partiellement instable et doit être redimensionnée. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.8) : Vérification des effets P- Δ

| Niveau N° : | h_k (cm) | P_k (KN) | Sens x-x | | | Sens y-y | | |
|----------------|------------|------------|-----------------|------------|------------|-----------------|------------|------------|
| | | | Δ_k (cm) | V_k (KN) | θ_k | Δ_k (cm) | V_k (KN) | θ_k |
| 35.58 | 270 | 0210.2090 | 0.16987 | 0345.347 | 0,000382 | 0.14928 | 0332.711 | 0,000349 |
| 32.88 | 288 | 2477.3250 | 0.27096 | 0707.351 | 0,003295 | 0.21648 | 0673.271 | 0,002766 |
| 30.00 | 288 | 4744.4410 | 0.39710 | 0103.446 | 0,006318 | 0.27326 | 1032.776 | 0,004359 |
| 27.12 | 288 | 7852.2960 | 0.25093 | 1195.350 | 0,005723 | 0.18772 | 1322.916 | 0,003868 |
| 24.24 | 288 | 10960.151 | 0.26412 | 1363.714 | 0,007370 | 0.18064 | 1563.502 | 0,004396 |
| 21.36 | 288 | 14068.006 | 0.16693 | 1846.785 | 0,004415 | 0.04674 | 2116.862 | 0,001078 |
| 18.48 | 288 | 15915.837 | 0.07585 | 2865.041 | 0,001463 | 0.02666 | 3572.239 | 0,000412 |
| 15.60 | 288 | 17900.648 | 0.02186 | 3124.512 | 0,000435 | 0.01950 | 3907.134 | 0,000310 |
| 12.72 | 288 | 19840.562 | 0.02045 | 3327.437 | 0,000423 | 0.01331 | 4088.589 | 0,000224 |
| 09.84 | 288 | 21780.476 | 0.04423 | 3507.038 | 0,000954 | 0.01373 | 4186.357 | 0,000248 |
| 06.96 | 288 | 23813.990 | 0.06389 | 3790.520 | 0,001394 | 0.07466 | 4489.066 | 0,001375 |
| 04.08 | 000 | 26167.088 | 0.08158 | 4220.861 | 00.00000 | 0.10081 | 5033.864 | 00.00000 |

D'après ces résultats, la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite suivant tous les étages, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

IV.5.3. Effort normal réduit :

La vérification à faire est :
$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30.$$

N_d : Effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

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

F_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau (IV.9) : Vérification de l'effort normal réduit.

| Etages | Section (cm ²) | N_d (KN) | ν | Remarque |
|------------------|----------------------------|------------|--------|-----------------|
| RDC | 55×50 | 1246.575 | 0.2004 | vérifiée |
| 1 | 55×50 | 1189.653 | 0.1940 | vérifiée |
| 2 | 50×45 | 1149.194 | 0.2325 | vérifiée |
| 3 | 50×45 | 1121.965 | 0.2307 | vérifiée |
| 4 | 50×45 | 1056.778 | 0.2184 | vérifiée |
| 5 | 45×40 | 1001.346 | 0.2563 | vérifiée |
| 6 | 45×40 | 0902.145 | 0.2291 | vérifiée |
| 7 | 45×40 | 0776.184 | 0.2020 | vérifiée |
| 8 | 45×40 | 0680.553 | 0.1833 | vérifiée |
| 9 | 40×30 | 0637.879 | 0.2496 | vérifiée |
| 10 | 40×30 | 0394.302 | 0.1499 | vérifiée |
| Buanderie | 40×30 | 0145.163 | 0.0528 | vérifiée |

D'après les résultats obtenus, l'effort normal réduit est vérifié dans tous les étages.

Conclusion :

Le concepteur doit en priorité respecter la simplicité de la structure car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir clairement son comportement en cas de séisme. La structure doit être la plus possible symétrique, car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces. Cette symétrie devrait être respectée en plan, de même que l'uniformité de la structure en élévation; en effet, la symétrie et l'uniformité évitent l'apparition de zones sensibles, la concentration de contraintes et par suite des demandes importantes de ductilité. Nous conseillons donc aux concepteurs de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux dans les directions horizontales et verticales dans toutes les directions. Après avoir disposé les voiles, toutes les exigences de *RPA 99 Version 2003* sont vérifiées (La période de vibration, le taux de participation, le déplacement, l'effort réduit et l'effet P_{Δ}). L'effort normal sur les poteaux se réduit respectivement selon l'étage. Les sections de poteau choisies dans le pré-dimensionnement sont vérifiées.

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, souvent est très délicate et complexe. Elle à pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, pour obtenir une meilleure sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer un certain confort des habitants et les occupants. Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité. Pour cela on fait toujours appelle à la modélisation par des logicielles à base d'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Dans notre travail, nous avons opté d'analyser et d'étudier un R+10 sous forme d'un gradin contreventé par voile-portique avec justification de l'interaction on utilisant le logiciel de calcul de structure le SAP2000 V.2.2

IV.1. Présentation de logiciel de calcul :

Le SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...). Il offre une diversité de possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conceptions. il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métalliques.

○ Principe de modélisation :

Le logiciel SAP2000 V.2.2 permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, condition aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux...) de façon entièrement graphique, numérique ou combinés en utilisant les innombrables outils, disponibles. En effet, une structure peut être composée de différents schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est définit dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité elle s'effectue de façon automatique.

○ Exploitation des résultats :

Une fois les calculs de la structure sont effectués, les résultats peuvent être consultés par deux méthodes différentes :

- Sous forme de valeurs numériques (les tableaux affichent les composantes spécifiques des déplacements, réactions, efforts internes, etc.)
- Sous forme graphique (les diagrammes seront présentés par les barres spécifiques de la structure).

SAP2000 permet aussi :

- ✓ Pour les joins : donne les réactions, les moments aux appuis et les déplacements...

- ✓ Pour les éléments en Shell : donne les efforts internes et les contraintes sous forme graphique ou numérique.
- ✓ Pour les éléments frames : donne les éléments de réduction (M, N, T).
- ✓ Le fichier de résultats : affiche les résultats obtenus par l'analyse de structure et plusieurs tableaux selon le choix de l'utilisateur, à savoir : les efforts internes, les contraintes, déplacements, masse du niveau,... etc.

IV.2. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes 99 *Version2003*, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

➤ Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions *RPA99 (Article4.2)* de calculer la structure par une méthode pseudo-dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation. Selon les exigences du *RPA99 addenda 2003*, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (*RPA99 addenda 2003 article 4.3.6*).

IV.2.1. Calcul de la force sismique totale à la base :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. *RPA99 (Tableau 4.1)*

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : groupe 02} \\ \text{Zone sismique : zone IIa} \end{array} \right. \longrightarrow A_x = A_y = A = 0.15$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, et selon *RPA 99 Version 2003* (Formule 4-2A) il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} . \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. *RPA 99 (Tableau 4.7)*

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_2).

$$\text{D'où} \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.40 \text{ sec} \end{cases}$$

η : Facteur d'amortissement donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$

ξ (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la Structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On a un contreventement mixte : } \xi \% = \frac{7 + 10}{2} = 8.5 \%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.81$$

○ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

T : période fondamentale de la structure donnée par :

$$T = \min \begin{cases} T = C_T \times h_t^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_t}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

Avec :

h_t : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_t = 35.58 \text{ m}$$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$C_T = 0.05$ Selon *RPA99 (tableau 4-6)*

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée :

$$D_x = 20.00m.$$

$$D_y = 13.55m.$$

Donc :

$$T = C_T \times h_t^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times (35.58)^{\frac{3}{4}} = 0.728 \text{ sec} .$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{35.58}{\sqrt{20.00}} = 0.716 \text{ sec} .$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{35.58}{\sqrt{13.55}} = 0.869 \text{ sec} .$$

$$T_x = \min (T_x; T) \Rightarrow T_x = 0.716s$$

$$T_y = \min (T_y; T) \Rightarrow T_y = 0.728s .$$

D'après le *RPA 99 Version 2003*, on doit majorer les périodes T_x et T_y de 30%.

Ce qui donne :

Sens x-x : La période de vibration ne doit pas dépasser $1.3T_x$, c'est-à-dire T est estimée ne doit pas dépasser 0.93 sec.

Sens y-y : La période de vibration ne doit pas dépasser $1.3T_y$, c'est-à-dire T est estimée ne doit pas dépasser 0.94 sec.

$$T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ sec} \quad \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ sec} \quad \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

$$\begin{cases} 0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.716} \right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.373 \\ 0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.728} \right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.358 \end{cases}$$

- **Coefficient R :** Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement, on a un contreventement mixte portique-voile avec interaction Donc $R = 5$ Selon *RPA (Tableau 4.3 RPA99 version 2003)*.

- **Facteur de qualité Q** : Facteur de qualité, sa valeur est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$; selon le RPA (4.4)

Le facteur de qualité est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
 - La qualité de contrôle de la structure.
- **Facteur de pénalité P_q** : C'est la pénalité à retenir, critère de qualité q "est satisfait ou non" (tableau 4.4 du RPA99 addenda 2003).

Tableau (IV.1) : Valeurs des pénalités p_q .

| Critère Q | Valeurs de $p_q(x)$ | | Valeurs de $p_q(y)$ | |
|---|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| | Critère observé | Critère non observé | Critère observé | Critère non observé |
| Condition minimale des files porteuses | | 0.05 | | 0.05 |
| Redondance en plan | | 0.05 | | 0.05 |
| Régularité en plan | | 0.05 | | 0.05 |
| Régularité en élévation | | 0.05 | | 0.05 |
| Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | | 0 | |
| Contrôle de la qualité de la construction | 0 | | 0 | |

Du tableau on aura :

$$Q_x = Q_y = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + (0.5 \times 4) = 1.2$$

○ **Poids total de la structure :**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec,} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W : Poids total de la structure.

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_Q : Surcharge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

Selon RPA 99 Version 2003 (Tableau 4.5) :

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation} \\ 0.6 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases}$$

W : poids totale de la structure. $W = \sum_{i=1}^n W_i$.

$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ ($\beta = 0,2$; bâtiment d'habitation).

Tableau (IV.2) : Les poids des différents niveaux.

| Niveau | W_G (KN) | W_Q (KN) | W_i (KN) |
|--------|------------|------------|-------------------------|
| 01.02 | 0124.451 | 038.520 | 0132.155 |
| 04.08 | 2104.242 | 538.504 | 2211.943 |
| 06.96 | 1937.812 | 478.508 | 2033.514 |
| 09.84 | 1844.212 | 478.508 | 1939.914 |
| 12.72 | 1844.212 | 478.508 | 1939.914 |
| 15.60 | 1900.880 | 469.655 | 1994.811 |
| 18.48 | 1733.631 | 521.000 | 1837.831 |
| 21.36 | 2970.693 | 685.810 | 3107.855 |
| 24.24 | 2970.693 | 685.810 | 3107.855 |
| 27.12 | 2970.693 | 685.810 | 3107.855 |
| 30.00 | 2145.471 | 608.230 | 2267.116 |
| 32.88 | 2145.471 | 608.230 | 2267.116 |
| 35.58 | 0197.780 | 062.145 | 0210.209 |
| | | | $\Sigma = 26167.088$ KN |

$$\Rightarrow W = 26167.088 \text{ KN}$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.373 \times 1.20}{5} \times 26167.088 = 1293.387 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.358 \times 1.20}{5} \times 26167.088 = 1279.266 \text{ KN}$$

IV.3. Méthode dynamique 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/version 2003 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.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établi grâce à l'expression suivante :

IV.3.1. Spectre de calcul :

Selon RPA 99 Version 2003 formule 4-13, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul ci-dessous :

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

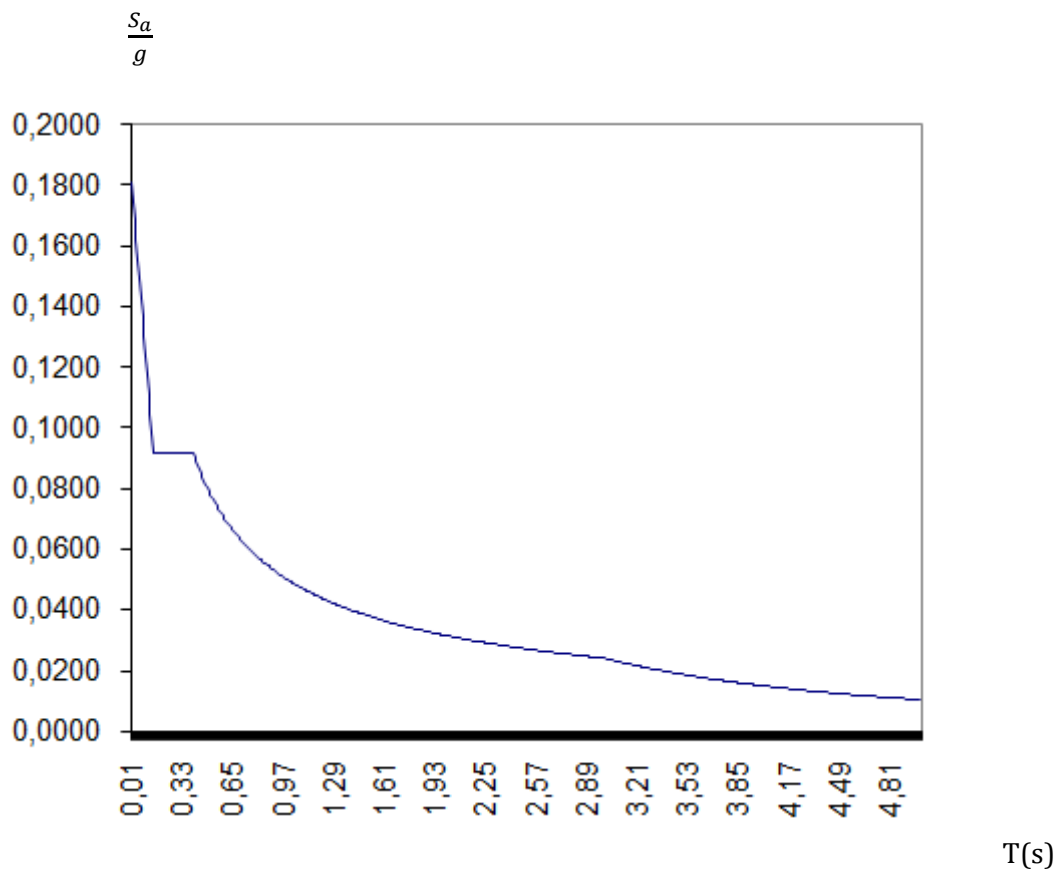


Figure (IV.1) : Spectre de réponse.

Notre structure sera modélisée avec le logiciel *SAP2000 Version 14.2.2*. Ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement).

Une fois ces différents paramètres déterminés, on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du *RPA99 Version 2003* (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet P- Δ , effort normal réduit).

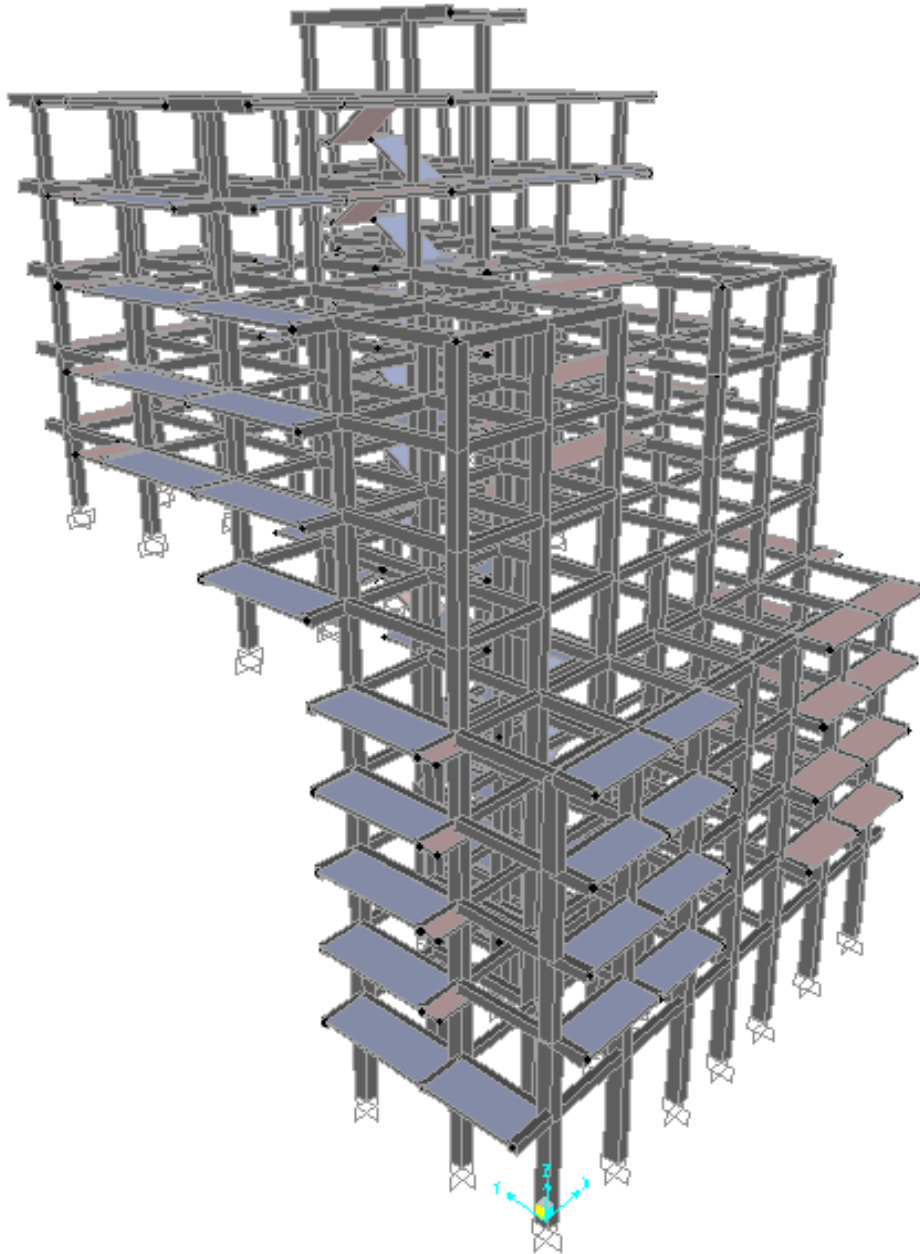


Figure (IV.2) : *La vue en 3D de la structure.*

IV.4. Interprétation des résultats d'analyse dynamique :

Après l'analyse dynamique, on remarque que :

- La période fondamentale de vibration calculée par le logiciel *SAP 2000* est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du *RPA99 Version 2003* majorée de 30%.
- Les deux modes de vibration sont des modes de translation, le premier est selon l'axe x-x et le deuxième selon l'axe y-y.

IV.4.1. Dispositions des voiles :

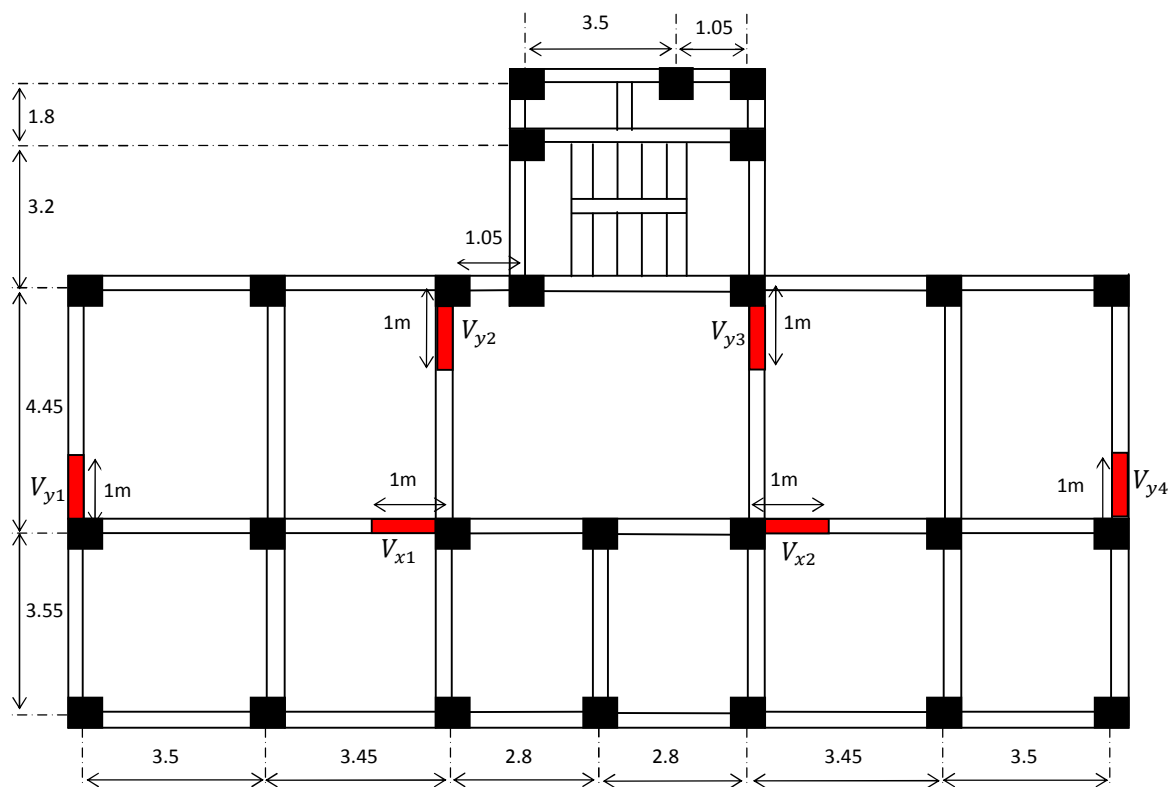


Figure (IV.3) : Dispositions des voiles choisies.

VI.4.2. Modes de vibration et participation massique :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le *RPA99 Version 2003* doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau (IV.3) : *Période de vibration et taux de participation massique.*

| Mode | Période | Mode individuel (%) | | | Somme cumulée (%) | | |
|------|----------|---------------------|-----------|-------------|-------------------|-----------|-----------|
| | T | UX | UY | UZ | UX | UY | UZ |
| 1 | 0.724590 | 60.041000 | 0.0000199 | 0.000162100 | 60.041 | 0.0000199 | 0.0001621 |
| 2 | 0.665535 | 0.0023070 | 48.562000 | 0.000000268 | 60.044 | 48.562000 | 0.0001623 |
| 3 | 0.631984 | 1.7830000 | 0.1400000 | 0.000003876 | 61.827 | 48.702000 | 0.0001662 |
| 4 | 0.416406 | 19.248000 | 0.0014190 | 0.000007332 | 81.074 | 48.704000 | 0.0001736 |
| 5 | 0.312723 | 0.0004828 | 44.305000 | 0.005013000 | 81.075 | 93.008000 | 0.0006749 |
| 6 | 0.309167 | 0.1050000 | 0.2730000 | 0.000121900 | 81.180 | 93.281000 | 0.0007967 |
| 7 | 0.269384 | 0.0000662 | 1.8670000 | 0.032000000 | 81.180 | 95.148000 | 0.0330000 |
| 8 | 0.255235 | 10.161000 | 0.0000651 | 0.001965000 | 91.341 | 95.148000 | 0.0350000 |
| 9 | 0.244567 | 2.0950000 | 0.0017390 | 0.000713500 | 93.436 | 95.149000 | 0.0360000 |
| 10 | 0.202108 | 0.2240000 | 0.0086650 | 0.078000000 | 93.660 | 95.158000 | 0.1140000 |
| 11 | 0.183263 | 0.0130000 | 0.0001780 | 0.002454000 | 93.673 | 95.158000 | 0.1160000 |
| 12 | 0.173809 | 0.0008225 | 0.0062340 | 0.000138100 | 93.674 | 95.164000 | 0.1160000 |

Ces résultats montrent que la participation modale du premier mode suivant la direction x-x' est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure IV.4. La même chose peut être constatée pour le deuxième mode suivant la direction y-y' figure IV.5, et le troisième mode est une rotation autour de z-z' figure IV.6.

On remarque aussi que, la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

$$T_x = 1.3 \times 0.716 = 0.93s$$

$$T_y = 1.3 \times 0.728 = 0.94s$$

Les trois premiers modes de vibrations de notre structure, sont représentés sur ces trois figures si après.

- **1^{er} Mode de vibration de déformation (T=0.7245s) : translation suivant x-x'**

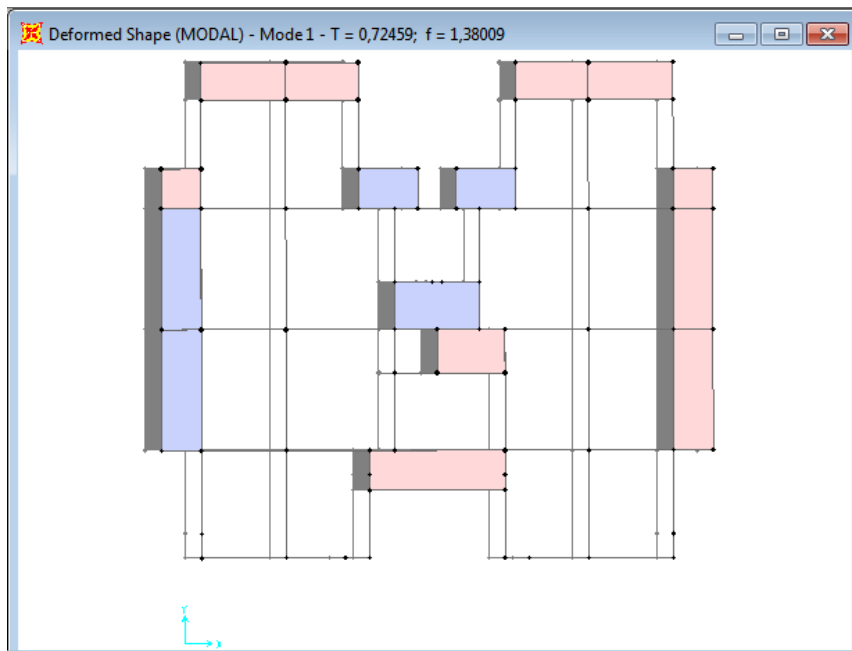


Figure (IV.4) : *1^{er} mode de vibration.*

- **2^{eme} Mode de vibration de déformation (T=0.6655s) : translation suivant y-y'**

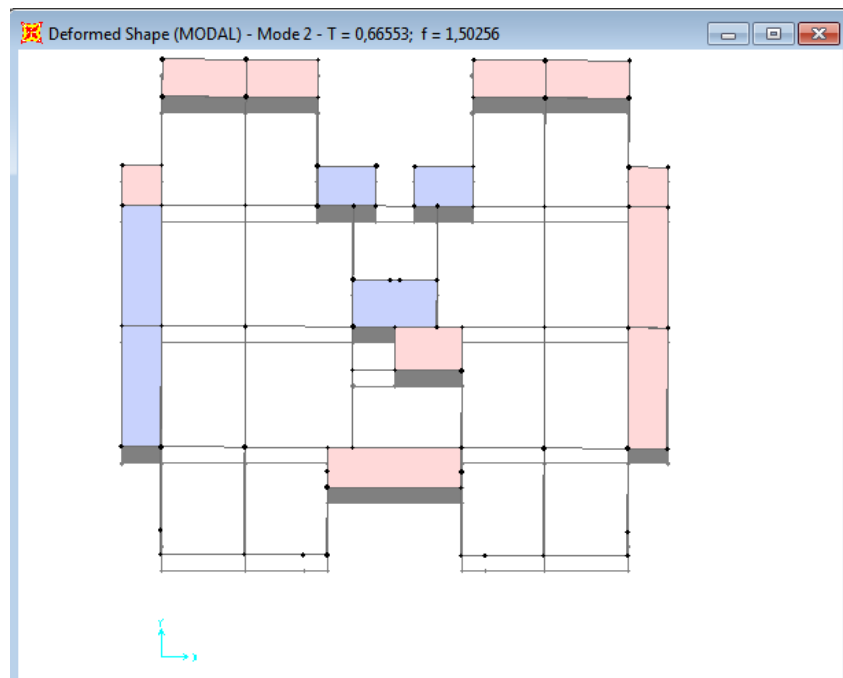


Figure (IV.5) : *2^{eme} mode de vibration.*

- 3^{eme} Mode de vibration de déformation (T=0.6319s) : Rotation suivant z-z'

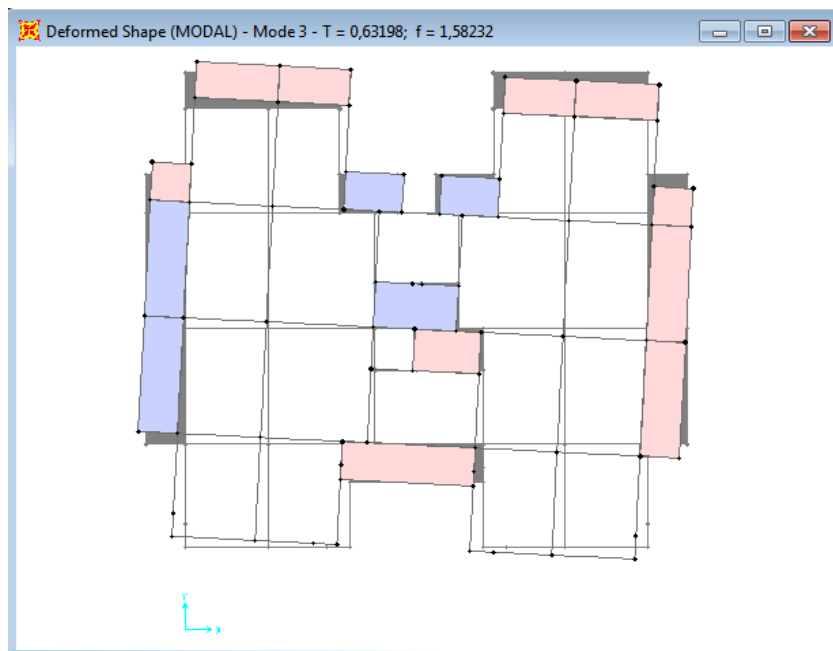


Figure (IV.6) : 3^{eme} mode de vibration.

IV.4.3. Vérification de la résultante de forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Tableau (IV.4) : Vérification de la résultante des forces sismiques.

| Résultante des forces sismiques | V_{dyn} | V_{stat} | V_{dyn} / V_{stat} | Observation |
|---------------------------------|-----------|------------|----------------------|--------------|
| Sens X-X | 1018.256 | 1293.387 | 0.787 | Non vérifiée |
| Sens Y-Y | 1576.711 | 1279.266 | 1.232 | Vérifiée |

$\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} < 0.8$, Alors il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments...) dans le rapport $0.8 V_{stat} / V_{dyn} = 1.016$.

IV.5. Justification de l'interaction voiles portiques :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA, les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée.

- **Sous charges verticales :**

Tableau (IV.5) : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.

| Niveaux | Charge reprise | | Pourcentage repris | |
|------------------------------|----------------|----------|--------------------|------------|
| | Portiques | Voiles | Portiques (%) | Voiles (%) |
| RDC | 26513.108 | 4877.148 | 84.46286 | 15.53714 |
| 1^{er} étage | 23823.651 | 4116.155 | 85.26778 | 14.73222 |
| 2^{ème} étage | 19993.701 | 3574.831 | 84.83219 | 15.16781 |
| 3^{ème} étage | 15700.899 | 3256.341 | 82.82271 | 17.17729 |
| 4^{ème} étage | 16053.821 | 2630.450 | 85.92158 | 14.07842 |
| 5^{ème} étage | 18426.031 | 2182.527 | 89.40961 | 10.59039 |
| 6^{ème} étage | 26253.545 | 1750.518 | 93.74906 | 06.25094 |
| 7^{ème} étage | 20228.428 | 1151.459 | 94.61429 | 05.38571 |
| 8^{ème} étage | 14593.267 | 0620.897 | 95.91895 | 04.08104 |

- **Sous charges horizontales :**

Tableau (IV.6) : Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles.

| Niveaux | Sens x-x | | | | Sens y-y | | | |
|------------------------------|-------------|-----------|--------|--------|-------------|------------|--------|--------|
| | Portique KN | Voile(KN) | P (%) | V (%) | Portique KN | Voiles(KN) | P (%) | V (%) |
| RDC | 235.687 | 240.919 | 49.451 | 50.549 | 190.255 | 272.313 | 41.130 | 58.869 |
| 1^{er} étage | 312.506 | 105.047 | 74.842 | 25.158 | 302.071 | 102.923 | 74.586 | 25.413 |
| 2^{ème} étage | 232.960 | 103.587 | 69.221 | 30.779 | 146.911 | 101.056 | 59.246 | 40.754 |
| 3^{ème} étage | 165.102 | 079.316 | 67.549 | 32.451 | 059.720 | 021.453 | 73.571 | 26.429 |
| 4^{ème} étage | 212.366 | 075.189 | 73.852 | 26.147 | 182.190 | 096.219 | 65.439 | 34.560 |
| 5^{ème} étage | 329.114 | 110.223 | 74.911 | 25.088 | 246.328 | 106.112 | 69.892 | 30.108 |
| 6^{ème} étage | 389.645 | 151.927 | 71.947 | 28.053 | 594.790 | 207.105 | 74.173 | 25.827 |
| 7^{ème} étage | 651.218 | 235.075 | 73.470 | 26.523 | 559.608 | 553.298 | 50.283 | 49.716 |
| 8^{ème} étage | 545.771 | 182.848 | 74.905 | 25.095 | 687.857 | 244.824 | 73.750 | 26.249 |

IV.5.1. Calcul des déplacements :

Selon le RPA99 (art 4. 4. 3), le rapport du déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé par la formule suivante :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

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

R : Coefficient de comportement ($R = 5$).

Le déplacement relatif du niveau « K » par rapport au « K-1 » est donnée par :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Tel que : $\Delta_K < 1\% \times h_e$ Selon le RPA99 Article 5. 10.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (IV.7) : Vérification des déplacements relatifs.

| Plancher N° : | δ_{ek} (cm) | | R | $R \times \delta_{ek}$ (cm) | | Δ_k | | h_k (cm) | 1% h_k (cm) |
|------------------|------------------------|------------------------|---|-----------------------------|-------------------------|---------------|---------------|---------------|------------------|
| | δ_{ekx} sens xx | δ_{eky} sens yy | | $R \times \delta_{ekx}$ | $R \times \delta_{eky}$ | Δ_{kx} | Δ_{ky} | | |
| buanderie | 1.82777 | 1.30279 | 5 | 9.13885 | 6.51395 | 0.16987 | 0.14928 | 270 | 2.70 |
| 10 | 1.65790 | 1.15351 | 5 | 8.28950 | 5.76755 | 0.27096 | 0.21648 | 288 | 2.88 |
| 9 | 1.38694 | 0.93703 | 5 | 6.93470 | 4.68515 | 0.39710 | 0.27326 | 288 | 2.88 |
| 8 | 0.98984 | 0.66377 | 5 | 4.94920 | 3.31885 | 0.25093 | 0.18772 | 288 | 2.88 |
| 7 | 0.73891 | 0.47605 | 5 | 3.69455 | 2.38025 | 0.26412 | 0.18064 | 288 | 2.88 |
| 6 | 0.47479 | 0.29541 | 5 | 2.37395 | 1.47705 | 0.16693 | 0.04674 | 288 | 2.88 |
| 5 | 0.30786 | 0.24867 | 5 | 1.53930 | 1.24335 | 0.07585 | 0.02666 | 288 | 2.88 |
| 4 | 0.23201 | 0.22201 | 5 | 1.16005 | 1.11005 | 0.02186 | 0.01950 | 288 | 2.88 |
| 3 | 0.21015 | 0.20251 | 5 | 1.05075 | 1.01255 | 0.02045 | 0.01331 | 288 | 2.88 |
| 2 | 0.18970 | 0.18920 | 5 | 0.94850 | 0.94600 | 0.04423 | 0.01373 | 288 | 2.88 |
| 1 | 0.14547 | 0.17547 | 5 | 0.72735 | 0.87735 | 0.06389 | 0.07466 | 288 | 2.88 |
| RDC | 0.08158 | 0.10081 | 5 | 0.40790 | 0.50405 | 0.08158 | 0.10081 | 408 | 4.08 |

D'après ces résultats on remarque que les déplacements relatifs entre étage sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

IV.5.2. Vérification de l'effet P_Δ :

L'effet (P_Δ) est dû aux charges verticales après déplacement, et peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » ;

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau « K ».

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

h_K : Hauteur de l'étage « K ».

1)- Si $\theta_k \leq 0.1$: l'effet P- Δ peuvent être négligés.

2)- Si $0.1 < \theta_k < 0.2$: Les effets (P- Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur « $\frac{1}{1-\theta_k}$ ».

3)- Si $\theta_k \geq 0.2$: La structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.8) : Vérification des effets P- Δ

| Niveau N° : | h_k (cm) | P_k (KN) | Sens x-x | | | Sens y-y | | |
|----------------|------------|------------|-----------------|------------|------------|-----------------|------------|------------|
| | | | Δ_k (cm) | V_k (KN) | θ_k | Δ_k (cm) | V_k (KN) | θ_k |
| 35.58 | 270 | 0210.2090 | 0.16987 | 0345.347 | 0,000382 | 0.14928 | 0332.711 | 0,000349 |
| 32.88 | 288 | 2477.3250 | 0.27096 | 0707.351 | 0,003295 | 0.21648 | 0673.271 | 0,002766 |
| 30.00 | 288 | 4744.4410 | 0.39710 | 0103.446 | 0,006318 | 0.27326 | 1032.776 | 0,004359 |
| 27.12 | 288 | 7852.2960 | 0.25093 | 1195.350 | 0,005723 | 0.18772 | 1322.916 | 0,003868 |
| 24.24 | 288 | 10960.151 | 0.26412 | 1363.714 | 0,007370 | 0.18064 | 1563.502 | 0,004396 |
| 21.36 | 288 | 14068.006 | 0.16693 | 1846.785 | 0,004415 | 0.04674 | 2116.862 | 0,001078 |
| 18.48 | 288 | 15915.837 | 0.07585 | 2865.041 | 0,001463 | 0.02666 | 3572.239 | 0,000412 |
| 15.60 | 288 | 17900.648 | 0.02186 | 3124.512 | 0,000435 | 0.01950 | 3907.134 | 0,000310 |
| 12.72 | 288 | 19840.562 | 0.02045 | 3327.437 | 0,000423 | 0.01331 | 4088.589 | 0,000224 |
| 09.84 | 288 | 21780.476 | 0.04423 | 3507.038 | 0,000954 | 0.01373 | 4186.357 | 0,000248 |
| 06.96 | 288 | 23813.990 | 0.06389 | 3790.520 | 0,001394 | 0.07466 | 4489.066 | 0,001375 |
| 04.08 | 000 | 26167.088 | 0.08158 | 4220.861 | 00.00000 | 0.10081 | 5033.864 | 00.00000 |

D'après ces résultats, la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite suivant tous les étages, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

IV.5.3. Effort normal réduit :

La vérification à faire est :
$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30.$$

N_d : Effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

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

F_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau (IV.9) : Vérification de l'effort normal réduit.

| Etages | Section (cm ²) | N_d (KN) | ν | Remarque |
|------------------|----------------------------|------------|--------|-----------------|
| RDC | 55×50 | 1246.575 | 0.2004 | vérifiée |
| 1 | 55×50 | 1189.653 | 0.1940 | vérifiée |
| 2 | 50×45 | 1149.194 | 0.2325 | vérifiée |
| 3 | 50×45 | 1121.965 | 0.2307 | vérifiée |
| 4 | 50×45 | 1056.778 | 0.2184 | vérifiée |
| 5 | 45×40 | 1001.346 | 0.2563 | vérifiée |
| 6 | 45×40 | 0902.145 | 0.2291 | vérifiée |
| 7 | 45×40 | 0776.184 | 0.2020 | vérifiée |
| 8 | 45×40 | 0680.553 | 0.1833 | vérifiée |
| 9 | 40×30 | 0637.879 | 0.2496 | vérifiée |
| 10 | 40×30 | 0394.302 | 0.1499 | vérifiée |
| Buanderie | 40×30 | 0145.163 | 0.0528 | vérifiée |

D'après les résultats obtenus, l'effort normal réduit est vérifié dans tous les étages.

Conclusion :

Le concepteur doit en priorité respecter la simplicité de la structure car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir clairement son comportement en cas de séisme. La structure doit être la plus possible symétrique, car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces. Cette symétrie devrait être respectée en plan, de même que l'uniformité de la structure en élévation; en effet, la symétrie et l'uniformité évitent l'apparition de zones sensibles, la concentration de contraintes et par suite des demandes importantes de ductilité. Nous conseillons donc aux concepteurs de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux dans les directions horizontales et verticales dans toutes les directions. Après avoir disposé les voiles, toutes les exigences de *RPA 99 Version 2003* sont vérifiées (La période de vibration, le taux de participation, le déplacement, l'effort réduit et l'effet P_{Δ}). L'effort normal sur les poteaux se réduit respectivement selon l'étage. Les sections de poteau choisies dans le pré-dimensionnement sont vérifiées.

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ils doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.1. Etude des poteaux :

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

Selon *RPA99 Version 2003 (Article 5.2)* leurs ferrailages se fait à la flexion composée, et selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel *SAP2000* dans l'ordre suivant :

- 1) ELU
- 2) ELS
- 3) $G + Q + E_x$
- 4) $G + Q + E_y$
- 5) $0.8 G + E_x$
- 6) $0.8 G + E_y$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. $(N_{\max} \rightarrow M_{corr})$
2. $(N_{\min} \rightarrow M_{corr})$
3. $(M_{\max} \rightarrow N_{corr})$

Il est à noter que : Le ferrailage peut être tiré directement du logiciel en utilisant la commande « Start design /check of structure ».

V.1.1. Recommandations du *RPA99 Version 2003* :**a) Les armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :
 - Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa.
 - Leur pourcentage maximale sera de :

- 4 % en zone courante.
- 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm 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 poutres-poteaux 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.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

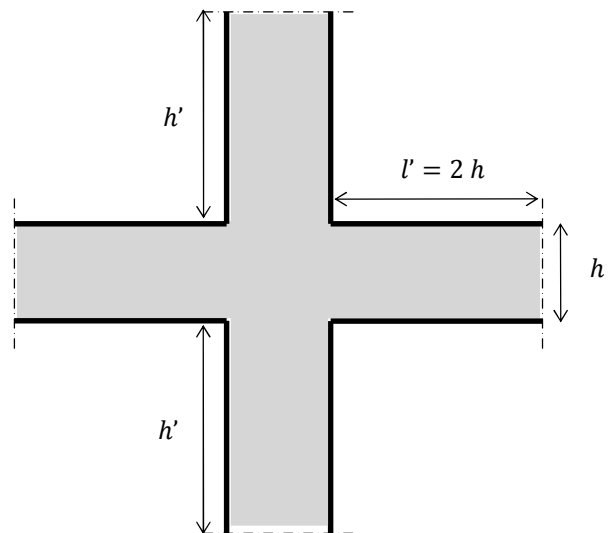


Figure (V.1) : Zone nodale.

Les résultats relatifs aux prescriptions du *RPA99 Version 2003* sont apportés dans le tableau suivant :

Tableau (V.1) : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

| Niveau | S (cm ²) | A _{min} RPA (cm ²) | A _{max} RPA (cm ²) | |
|---|----------------------|---|---|----------------------|
| | | | Zone courante | Zone de recouvrement |
| RDC et 1 ^{er} étage | 55 × 50 | 22.00 | 110.00 | 165.00 |
| 2, 3, 4 ^{eme} étages | 50 × 45 | 18.00 | 090.00 | 135.00 |
| 5, 6, 7, 8 ^{eme} étages | 45 × 40 | 14.40 | 072.00 | 108.00 |
| 9, 10 ^{eme} étage et buanderie | 40 × 30 | 09.60 | 048.00 | 072.00 |

b) Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$- t \leq \min(10 \times \phi_l, 15 \text{ cm}) \quad \text{Dans la zone nodale.}$$

$$- t \leq 15 \times \phi_l \quad \text{Dans la zone courante.}$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

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

$$- \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$- \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élançement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$- 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- 0.8\% \text{ si } \lambda_g < 3$$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

λ_g est l'élançement 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.

V.1.2. Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000, qui a été utilisé pour la modélisation.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau (V.2).

Tableau (V.2) : Sollicitations dans les poteaux.

| poteau | M_{max}, N_{corr} | | | $N_{max}; M_{corr}$ | | | N_{min}, M_{corr} | | | V (KN) |
|--------------|---------------------|--------------------|----------|---------------------|----------------------|----------|---------------------|----------------------|----------|-----------|
| | M_{max} (KN.m) | N_{corr} (KN) | Com | N_{max} (KN) | M_{corr} (KN.m) | Com | N_{min} (KN) | M_{corr} (KN.m) | Com | |
| 55×50 | -75.526 | 509.37 | 3 | 1789.02 | -05.64 | 1 | 177.64 | 27.29 | 6 | 59.288 |
| 50×45 | 194.29 | 941.69 | 6 | 1699.85 | -40.11 | 1 | 01.061 | 09.06 | 5 | 134.55 |
| 45×40 | 189.64 | 910.27 | 6 | 1700.55 | -28.86 | 1 | 158.74 | 17.59 | 6 | 109.03 |
| 40×30 | 81.928 | 252.93 | 3 | 748.850 | -27.19 | 1 | 28.659 | 18.56 | 6 | 87.625 |

NB : N positif c'est la compression ; N négatif c'est la traction, on prend N avec son signe.

V.1.3. Ferrailage des poteaux :

- **Les armatures longitudinales :**

Les Résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (V.3) : Les Armatures longitudinales dans les poteaux.

| Niveau D'étage | Section (cm ²) | A_{cal} ROBOT expert 2010 (cm ²) | $A_{SAP\ 2000}$ (cm ²) | $A_{min\ RPA}$ (cm ²) | $A_{adoptée}$ (cm ²) |
|---|-------------------------------|---|---------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| RDC et 1^{er} | 55×50 | 13.80 | 20.30 | 22.00 | 4T20 +8T14= 24.89 |
| 2, 3, 4^{eme} | 50×45 | 11.30 | 16.58 | 18.00 | 4T20 + 4T16= 20.61 |
| 5, 6, 7, 8^{eme} | 45×40 | 09.00 | 13.08 | 14.40 | 6T16 + 2T14= 15.14 |
| 9, 10^{eme}, buanderie | 45×45 | 06.00 | 07.71 | 09.60 | 8T14= 12.32 |

Les poteaux sont ferrailés par le minimum donné par le RPA en zone IIa, et cela après comparaison des résultats de ferrailage donnée par des sollicitations maximales calculées à l'aide du logiciel *SAP 2000*.

Les Résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (V.4) : Les Armatures transversales dans les poteaux.

| Niveau d'étage | RDC | 1 ^{er} | 2, 3 et 4 ^{eme} | 5, 6, 7 et 8 ^{eme} | 9, 10 ^{eme} | Buanderie |
|---|--------|-----------------|--------------------------|-----------------------------|----------------------|-----------|
| Section (cm ²) | 55×50 | 55×50 | 50×45 | 45×40 | 40×30 | 40×30 |
| ϕ_t^{\max} (cm) | 2 | 2 | 2 | 1.6 | 1.4 | 1.4 |
| ϕ_t^{\min} (cm) | 2 | 1.4 | 1.6 | 1.4 | 1.4 | 1.4 |
| l_f (cm) | 285.6 | 201.6 | 201.6 | 201.6 | 201.6 | 189.0 |
| λ_g | 5.712 | 4.032 | 4.480 | 5.040 | 6.720 | 6.300 |
| V_u (KN) | 59.288 | 59.288 | 134.552 | 109.038 | 87.635 | 87.625 |
| $l_r > 40\phi_t$ en zone IIa | 80 | 80 | 80 | 64 | 56 | 56 |
| S_t zone nodale (cm) | 15 | 15 | 15 | 15 | 14 | 14 |
| S_t zone courante (cm) | 25 | 15 | 20 | 15 | 15 | 15 |
| ρ | 2.50 | 3.75 | 3.75 | 2.50 | 2.50 | 2.50 |
| A_t (cm ²) | 1.68 | 1.51 | 3.78 | 2.27 | 2.05 | 2.05 |
| A_t^{\min} zone nodale (cm ²) | 2.062 | 2.062 | 1.687 | 1.350 | 0.900 | 0.900 |
| A_t^{\min} zone courante (cm ²) | 4.125 | 4.125 | 3.375 | 2.700 | 1.800 | 1.800 |
| A_t adoptée (cm ²) | 4.71 | 4.71 | 3.93 | 3.14 | 3.14 | 3.14 |
| Nombre de barres | 6T10 | 6T10 | 5T10 | 4T10 | 4T10 | 4T10 |

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3} \Rightarrow \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérifications :

• Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Pour cette structure le poteau le plus élancé se situe au niveau du RDC, avec une longueur de $l_0 = 4.08m$ et un effort normal égal à : $1246.575 KN$, et selon CBA93 (Art.B.8.4.1) :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.856m \quad \text{Longueur de flambement.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.1587 \quad \text{Rayon de giration.}$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{2.856}{0.1587} = 17.996 \Rightarrow \alpha = 0.8073$$

$$B_r = 0.225 \quad \text{Section réduite.}$$

Donc :

$$N_u = 0.807 \times \left(\frac{0.2444 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 24.89 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 4351.08KN$$

On a $N_{max} = 1246.575 KN < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

La vérification au flambement des poteaux des différents étages :

Tableau (V.5) : Justification de l'effort normal ultime.

| Niveau | Section (cm ²) | <i>l</i> ₀ (m) | <i>l</i> _f (m) | <i>i</i> (m) | λ | α | <i>A</i> _s (cm ²) | <i>B</i> _r (m ²) | <i>N</i> _u (KN) | <i>N</i> _{max} (KN) |
|-----------------------------|----------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------|-----------|----------|--|---|----------------------------|------------------------------|
| RDC | 55×50 | 4.08 | 2.856 | 0.16 | 17.996 | 0.807 | 24.89 | 0.2444 | 4351.08 | 1789.022 |
| 1 ^{er} | 55×50 | 2.88 | 2.856 | 0.16 | 12.703 | 0.828 | 24.89 | 0.2444 | 4464.31 | 1667.000 |
| 2, 3 et 4 ^{eme} | 50×45 | 2.88 | 2.016 | 0.14 | 13.971 | 0.823 | 20.61 | 0.1974 | 3598.51 | 1699.854 |
| 5, 6, 7 et 8 ^{eme} | 45×40 | 2.88 | 2.016 | 0.13 | 15.519 | 0.817 | 15.14 | 0.1676 | 2965.97 | 1700.554 |
| 9, 10 ^{eme} | 40×30 | 2.88 | 1.890 | 0.12 | 17.469 | 0.809 | 12.32 | 0.0999 | 1843.32 | 0748.850 |
| buanderie | 40×30 | 2.70 | 1.890 | 0.12 | 16.377 | 0.814 | 12.32 | 0.0999 | 1854.72 | 0158.476 |

• **Vérification des contraintes :**

Etant donné que la fissuration est peu nuisible, on vérifie les poteaux les plus sollicités de chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, on procédant comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

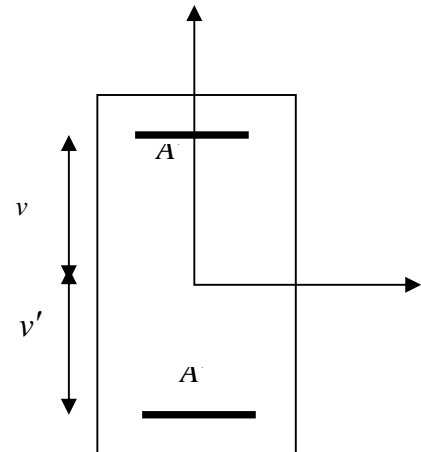


Figure (V.2) : Section d'un poteau.

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

et $v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$

Les résultats sont résumés dans le tableau (V.6) ci-dessous.

Tableau (V.6) : Vérification des contraintes dans le béton.

| Niveau | Section cm ² | d cm | A cm ² | v cm | v' cm | I _{gg} m ⁴ | N _{ser} KN | M _{ser} KN.m | σ _{bc} MPa | σ̄ _{bc} MPa |
|--------------------------------|----------------------------|---------|----------------------|---------|----------|-----------------------------------|------------------------|--------------------------|------------------------|-------------------------|
| RDC | 55×50 | 49.5 | 24.89 | 30.13 | 24.87 | 0.0085 | 1303.86 | 04.12 | 4.8873 | 15 |
| 1 ^{er} | 55×50 | 49.5 | 24.89 | 30.13 | 24.87 | 0.0085 | 1284.28 | 11.44 | 5.0756 | 15 |
| 2, 3 et 4 ^{eme} | 50×45 | 45.0 | 20.61 | 27.42 | 22.58 | 0.0057 | 1305.36 | 30.88 | 7.2871 | 15 |
| 5, 6, 7 et 8 ^{eme} | 45×40 | 40.5 | 15.14 | 24.52 | 20.48 | 0.0037 | 1310.24 | 45.03 | 10.263 | 15 |
| 9, 10 ^{eme} | 40×30 | 36.0 | 12.32 | 22.13 | 17.87 | 0.0020 | 0604.40 | 69.24 | 12.698 | 15 |
| buanderie | 40×30 | 36.0 | 12.32 | 22.13 | 17.87 | 0.0020 | 0126.24 | 16.51 | 2.7888 | 15 |

• Vérification aux sollicitations tangentielles selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$: C'est La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Tableau (V.7) : Vérification des contraintes tangentielles.

| Niveau | Section (cm ²) | l _f (m) | λ _g | ρ _d | d (cm) | V _u (KN) | τ (MPa) | τ̄ _{adm} (MPa) |
|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------|----------------|----------------|-----------|------------------------|------------|----------------------------|
| RDC | 55×50 | 2.856 | 5.712 | 0.075 | 49.50 | 059.288 | 0.2395 | 1.875 |
| 1 ^{er} | 55×50 | 2.856 | 4.032 | 0.040 | 49.50 | 059.288 | 0.2395 | 1.000 |
| 2, 3 et 4 ^{eme} | 50×45 | 2.016 | 4.480 | 0.040 | 45.00 | 134.552 | 0.6644 | 1.000 |
| 5, 6, 7 et 8 ^{eme} | 45×40 | 2.016 | 5.040 | 0.075 | 40.50 | 109.038 | 0.6731 | 1.875 |
| 9, 10 ^{eme} | 40×30 | 1.890 | 6.720 | 0.075 | 36.00 | 087.625 | 0.8113 | 1.875 |
| buanderie | 40×30 | 1.890 | 6.300 | 0.075 | 36.00 | 087.625 | 0.8113 | 1.875 |

V.1.4. Dispositions constructives :

- **Longueur des crochets :**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 100 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

- **Détermination de la zone nodale :**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

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.

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

$$L' = 2h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

- **RDC**

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max(68; 55; 50; 60 \text{ cm}) = 68 \text{ cm.}$$

- **1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage :**

$$L' = 80 \text{ cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm.}$$

- **5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage :**

$$L' = 64 \text{ cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm.}$$

- **9^{ème} et 10^{ème} étage, buanderie :**

$$L' = 56 \text{ cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm.}$$

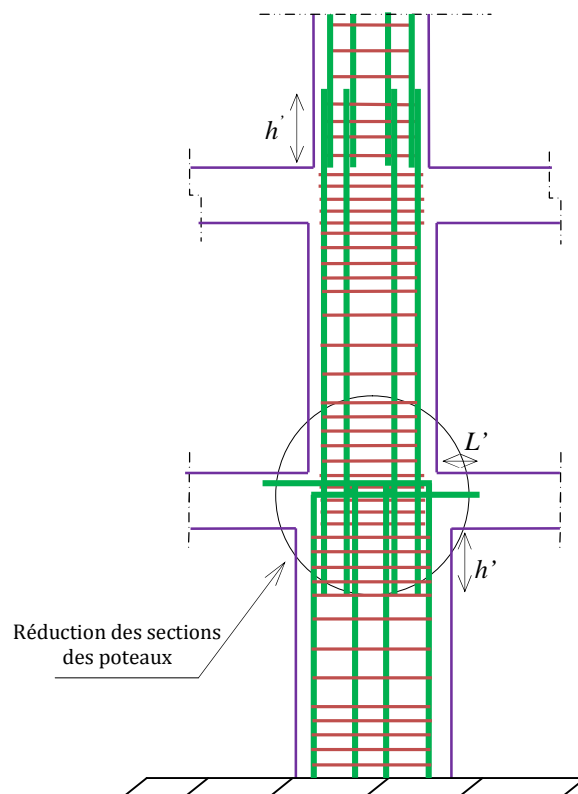


Figure (V.3) : Disposition des armatures de poteau.

Les figures suivantes montrent les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux :

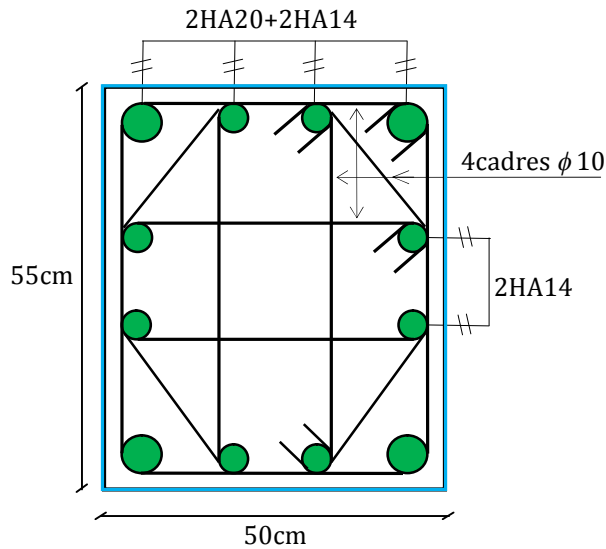


Figure (V.4) : Schéma de ferrailage des poteaux RDC et 1^{er} étage.

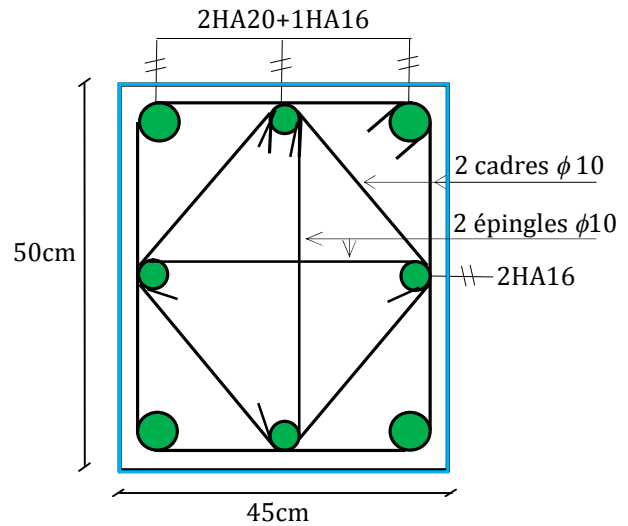


Figure (V.5) : Schéma de ferrailage des poteaux 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage.

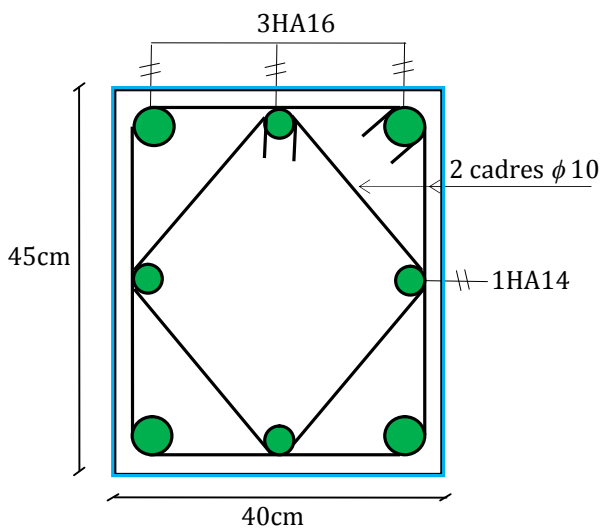


Figure (V.6) : Schéma de ferrailage des poteaux 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} et 8^{eme} étage.

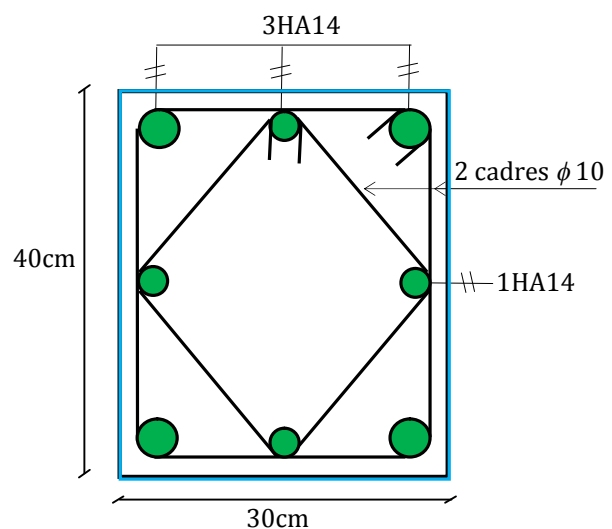


Figure (V.7) : Schéma de ferrailage des poteaux 9^{eme}, 10^{eme} étage et buanderie.

V.2. 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. Après détermination des sollicitations (M, N, T) 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 SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99 Version 2003* (Article 5.2)

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

V.2.1. Recommandation du RPA99 :**a) Coffrage:**

Selon *RPA99 Version 2003* (article 7.5.1) les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{cases}$$

b) Ferrailage :

- **Les armatures longitudinales selon RPA99 Version 2003:**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - o 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - o 6% de la section de la poutre 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 pour la 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 V.8, avec des crochets à 90° .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U, superposés formant un rectangle.
- 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 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

- **Les armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
b : largeur de la poutre.
- L'espacement 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.

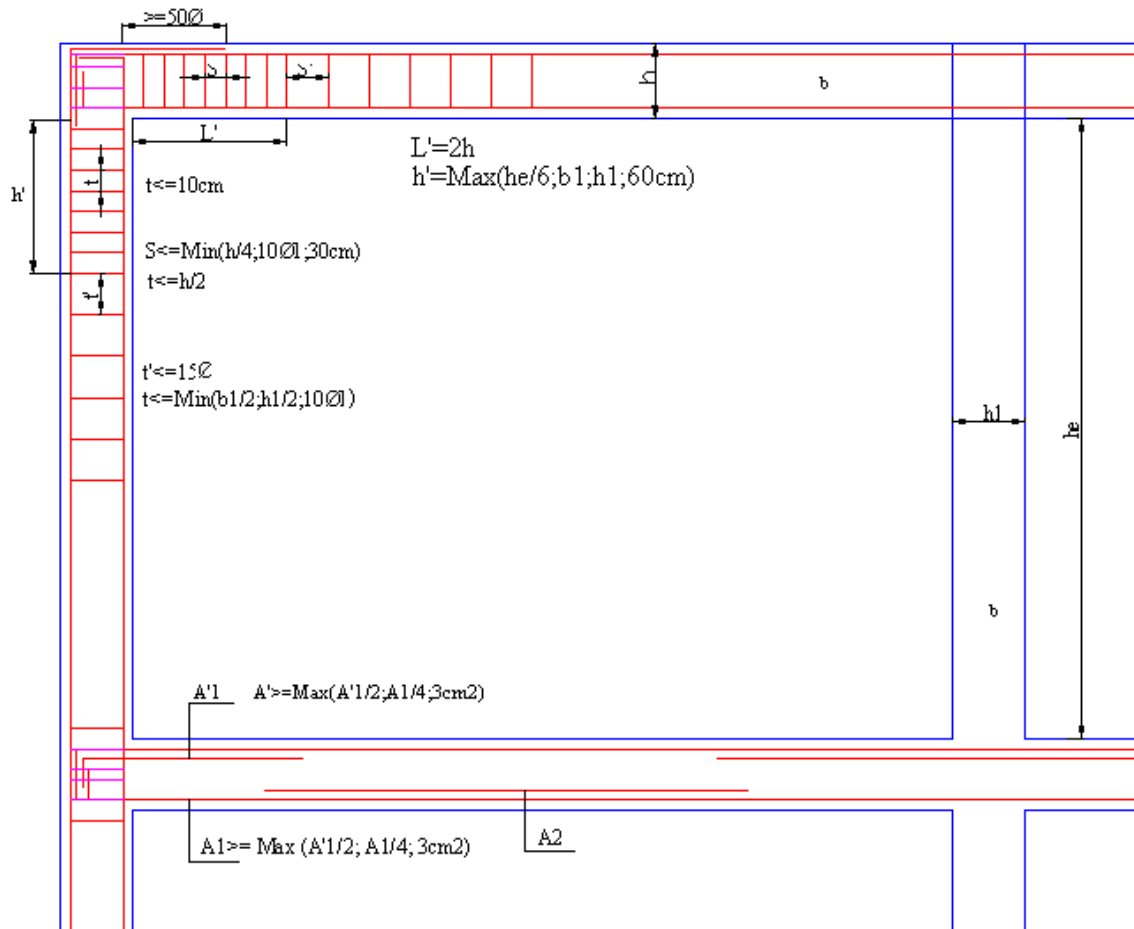


Figure (V.8) : Dispositions constructive des portiques

V.2.2. Ferrailage des poutres :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du *RPA99 Version 2003*.

a) Armatures longitudinales :

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du *SAP2000*. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures A_{min} du *RPA99*. Les Résultats de ferrillages des poutres sont résumés dans le tableau (V.8) ci-dessous.

Tableau (V.8) : Ferrailage des poutres.

| Etages | Type de poutres | Section (cm ²) | Localisation | A (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adoptée} (cm ²) |
|---|-----------------|----------------------------|--------------|----------------------|-------------------------------------|---|
| RDC | Principales | 40×30 | Appui | 9.309 | 6.00 | 3HA16+3HA14=10.65 |
| | | | Travée | 3.824 | | 3HA16=6.03 |
| | Secondaires | 35×30 | Appui | 8.161 | 5.25 | 3HA16+3HA12=9.42 |
| | | | Travée | 3.853 | | 3HA16=6.03 |
| 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} Etages | Principales | 40×30 | Appui | 8.385 | 6.00 | 3HA16+3HA12=9.42 |
| | | | Travée | 3.162 | | 3HA16=6.03 |
| | Secondaires | 35×30 | Appui | 7.979 | 5.25 | 3HA14+3HA12=8.01 |
| | | | Travée | 3.644 | | 3HA16=6.03 |
| 5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} étages | Principales | 40×30 | Appui | 09.21 | 6.00 | 6HA14=9.24 |
| | | | Travée | 4.506 | | 3HA16=6.03 |
| | Secondaires | 35×30 | Appui | 8.413 | 5.25 | 3HA16+3HA12=9.42 |
| | | | Travée | 4.612 | | 3HA16=6.03 |
| 8^{eme}, 9^{eme} et 10^{eme} étages | Principales | 40×30 | Appui | 09.11 | 6.00 | 6HA14=9.24 |
| | | | Travée | 4.580 | | 3HA16=6.03 |
| | Secondaires | 35×30 | Appui | 9.306 | 5.25 | 3HA16+3HA12=9.42 |
| | | | Travée | 5.015 | | 3HA16=6.03 |
| Buanderie | Principales | 40×30 | Appui | 9.046 | 6.00 | 3HA16+3HA14=10.56 |
| | | | Travée | 3.162 | | 3HA16=6.03 |
| | Secondaires | 35×30 | Appui | 5.394 | 5.25 | 3HA12+3HA10=5.75 |
| | | | Travée | 2.697 | | 3HA16=6.03 |

b) Armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ Un cadre et un étrier.

- **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.00; 3)$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ Un cadre et un étrier.

o **Calcul des espacements des armatures transversales :**

Selon le RPA99addenda 2003 :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right),$

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min} (10 \text{ cm}; 9.60 \text{ cm})$ Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min} (8.75 \text{ cm}; 9.60 \text{ cm})$ Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_t = 17.5 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.3. Vérifications :**a. Vérification du pourcentage des armatures selon le RPA 99 :**

✓ Poutres principales :

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A$ vérifiée.

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A$ vérifiée.

✓ Poutres secondaires :

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 > A$ vérifiée.

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 > A$ vérifiée.

- **Les longueurs de recouvrement :**

La longueur minimale des recouvrements est :

$$\phi = 16 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1.0 = 40 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_r = 50 \text{ cm}$$

b. Vérification à l'ELU :**1) Condition de non fragilité**

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Contrainte tangentielle maximale :• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$

Tableau (V.9) : Vérification de l'effort tranchant.

| Poutres | V_u (KN) | τ_{bu} (MPa) | τ_{adm} (MPa) | Observation |
|---------------------|------------|-------------------|--------------------|-------------|
| Poutres principales | 135.805 | 1.1912 | 3.33 | Vérifiée |
| Poutres secondaires | 108.856 | 1.0995 | 3.33 | Vérifiée |

$\tau_{bu} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$ Donc : Pas de risque de cisaillement

• **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

✓ Poutres principales :

Appui intermédiaire :

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

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[135.85 - \frac{121.4194}{0.9 \times 0.38} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -6.704 \text{ cm}^2 \quad \text{Aucune vérification à faire.}$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 135.805 \times 10^{-3}}{400} = 3.904 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Poutres secondaires :

Appui intermédiaire :

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

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[108.856 - \frac{56.4945}{0.9 \times 0.33} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -2.339 \text{ cm}^2 \quad \text{Aucune vérification à faire.}$$

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 108.856 \times 10^{-3}}{400} = 3.129 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification à l'ELS :**1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite de compression du 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.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (V.10) : Vérification de la contrainte limite de béton.

| Poutres | Localisation | M_{ser} (KN.m) | I (cm ⁴) | Y (cm) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) |
|---------------------|--------------|---------------------|-------------------------|-----------|------------------------|------------------------------|
| Poutres principales | Appuis | 90.4264 | 90949 | 09.57 | 9.50 | 15 |
| | Travées | 79.8571 | 86506 | 10.63 | 9.80 | 15 |
| Poutres secondaires | Appuis | 49.6951 | 66311 | 08.93 | 6.70 | 15 |
| | Travées | 45.1660 | 61035 | 10.39 | 7.70 | 15 |

3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le CBA93 et BAEL91, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad 1 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad 2 \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad 3 \end{array} \right.$$

✓ Poutres principales :

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{470} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = 0.085 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{79.8571}{10 \times 199.64} = 0.04$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.03 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.38} = 0.0053 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ Poutres secondaires :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{425} = 0.0823 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = 0.0823 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{45.166}{10 \times 112.915} = 0.04$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.03 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.33} = 0.00609 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.06$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.4. Dispositions constrictives des armatures dans les poutres :

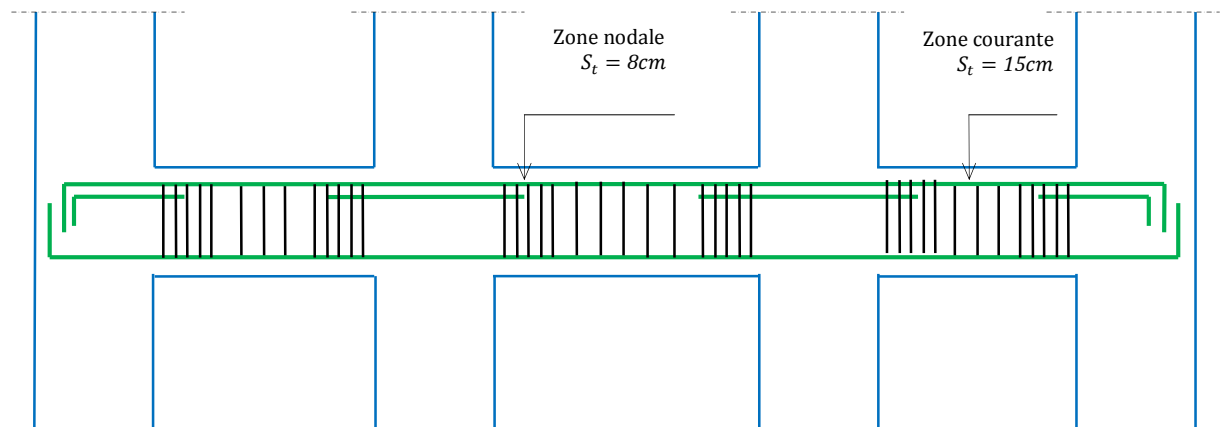


Figure (V.9) : Coupe longitudinale d'une poutre.

V.2.5. Schémas de ferrailage des poutres :

Poutres principales :

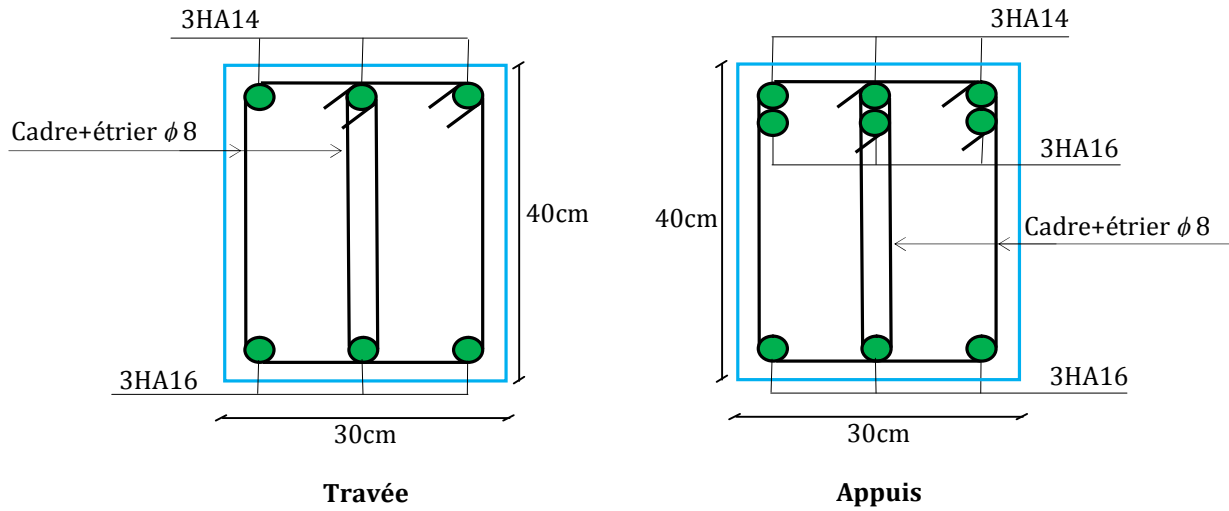


Figure (V.10) : Schéma de ferrailage des poutres principales de RDC et buanderie.

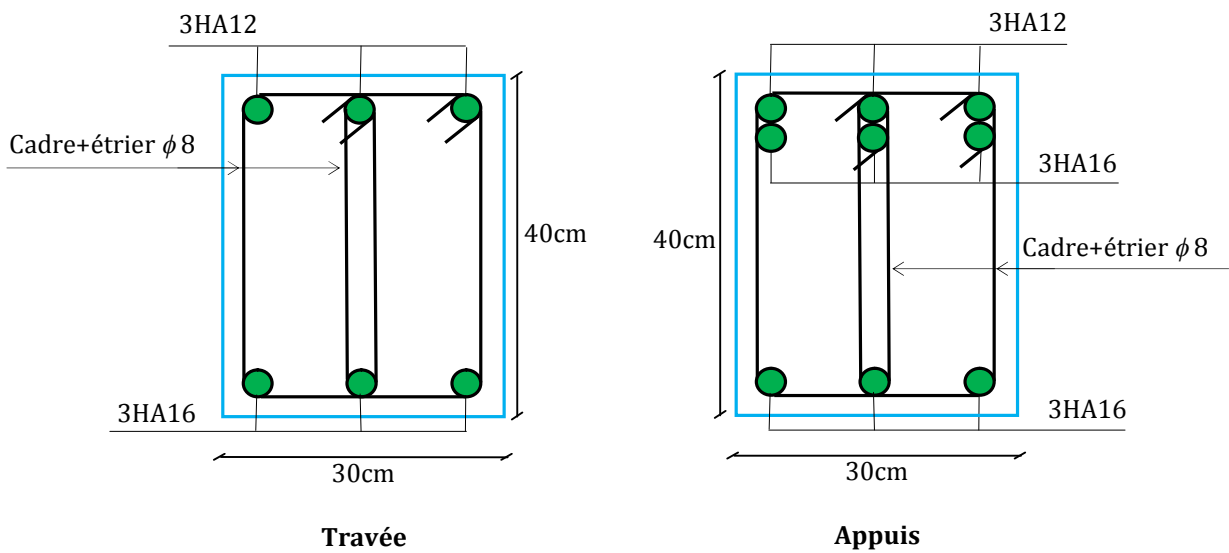


Figure (V.11) : Schéma de ferrailage des poutres principales de 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étages.

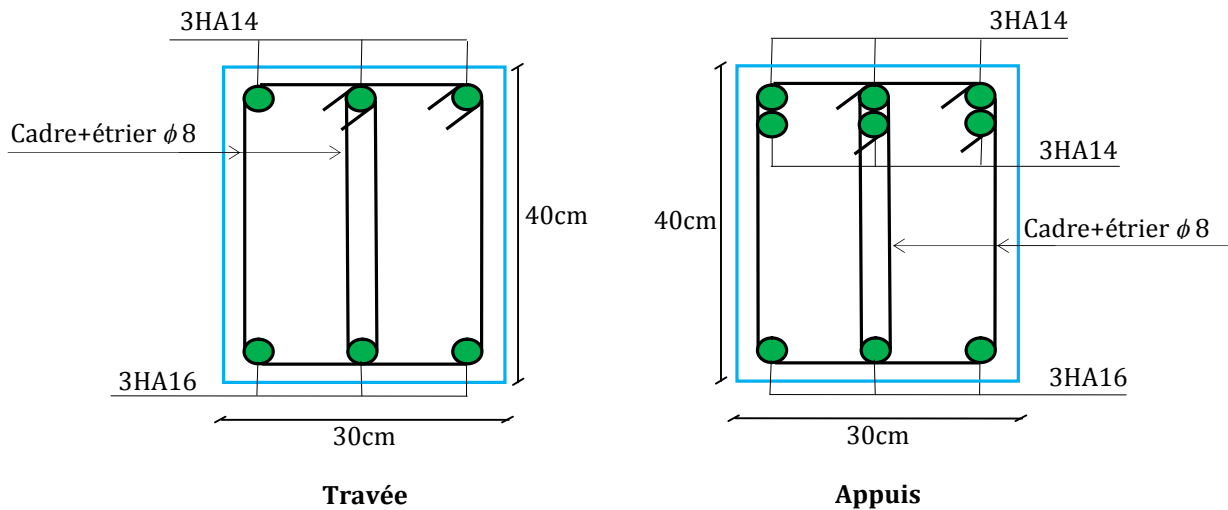


Figure (V.12) : Schéma de ferrailage des poutres principales de 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme}, 8^{eme}, 9^{eme} et 10^{eme} étages.

Poutres secondaire :

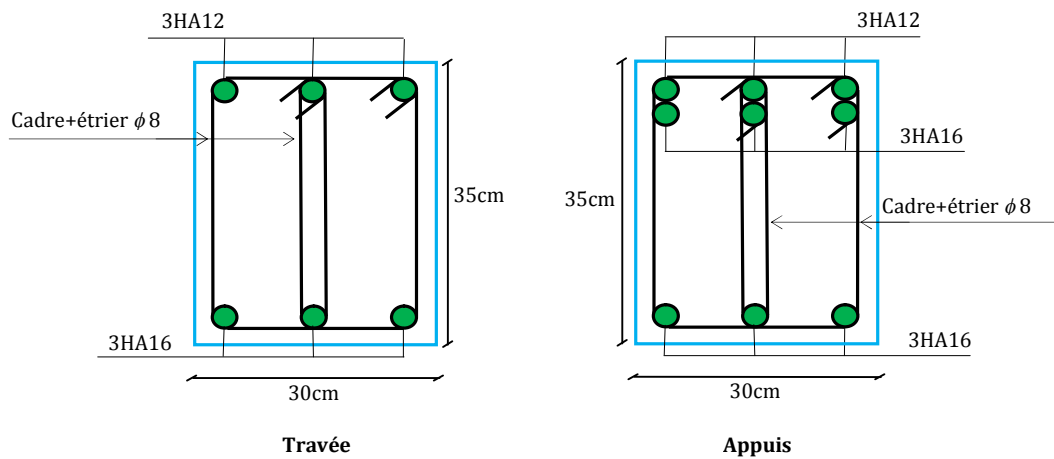


Figure (V.13) : Schéma de ferrailage des poutres secondaires de RDC, 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme}, 8^{eme}, 9^{eme} et 10^{eme} étages.

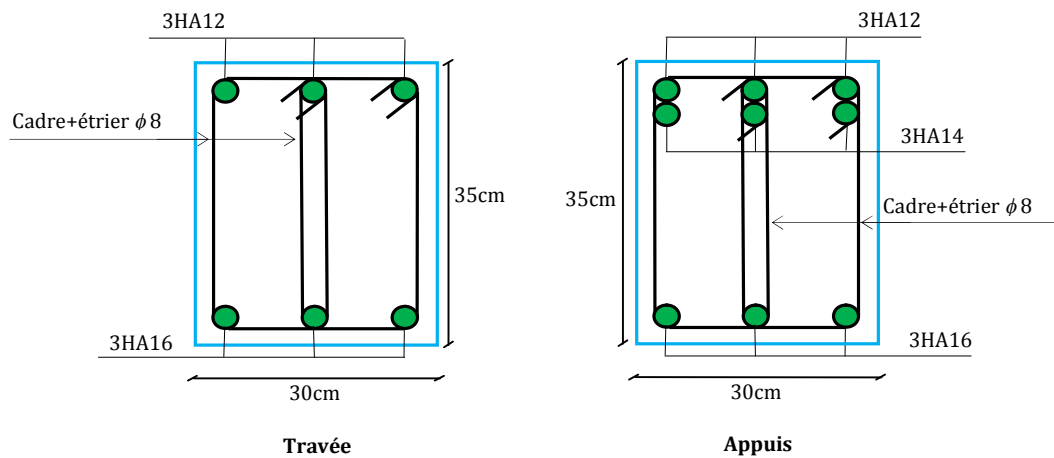


Figure (V.14) : Schéma de ferrailage des poutres secondaires de 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étages.

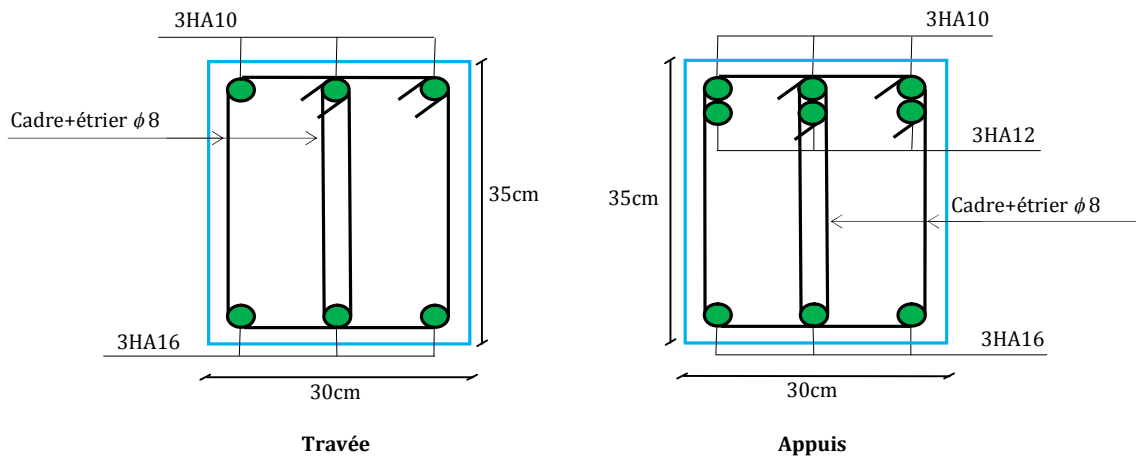
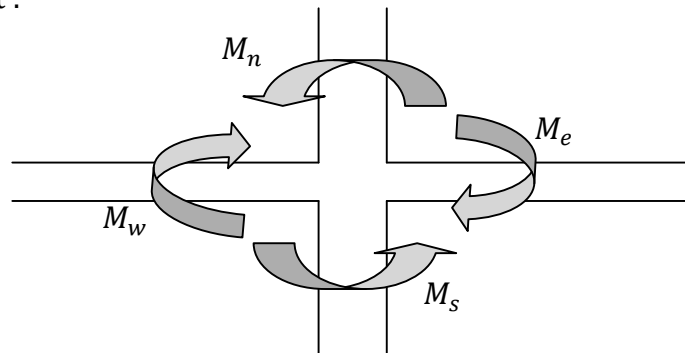


Figure (V.15) : Schéma de ferrailage des poutres secondaires de buanderie.

V.3. Vérification des zones nodales selon RPA99 :

Pour permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux, il convient de vérifier que la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux, ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres, ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1.25; tel que montre le schéma suivant :



Selon RPA99 Version 2003 (Art.7.6.2) :

Figure (V.16) : La zone nodale.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux dans les bâtiments supérieurs à R+2.

$$M_n = A_n \times Z \times \sigma_s ; M_s = A_s \times Z \times \sigma_s ; M_w = A_w \times Z \times \sigma_s ; M_e = A_e \times Z \times \sigma_s$$

Avec : $Z = 0.85 \times h$

M_w, M_e : Les moments résistants ultimes dans les poutres.

M_n, M_s : Les moments résistants ultimes dans les poteaux.

h : La hauteur totale de la section du béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier, tel que : $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 400MPa$.

➤ **Les poteaux :**

Tableau (V.11) : *Moment résistant dans les poteaux.*

| Niveau | Sections (cm ²) | Z (m) | A _s (cm ²) | M _n (KN.m) | M _s (KN.m) | M _n + M _s (KN.m) |
|------------------------|-----------------------------|-------|-----------------------------------|-----------------------|-----------------------|--|
| RDC | 55×50 | 0.467 | 24.89 | 404.502 | 404.502 | 809.004 |
| 1 ^{er} étage | 55×50 | 0.467 | 24.89 | 304.822 | 404.502 | 709.324 |
| 2 ^{eme} étage | 50×45 | 0.425 | 20.61 | 304.822 | 304.822 | 609.644 |
| 3 ^{eme} étage | 50×45 | 0.425 | 20.61 | 304.822 | 304.822 | 609.644 |
| 4 ^{eme} étage | 50×45 | 0.425 | 20.61 | 201.265 | 304.822 | 506.087 |
| 5 ^{eme} étage | 45×40 | 0.382 | 15.14 | 201.265 | 201.265 | 402.530 |
| 6 ^{eme} étage | 45×40 | 0.382 | 15.14 | 201.265 | 201.265 | 402.530 |
| 7 ^{eme} étage | 45×40 | 0.382 | 15.14 | 201.265 | 201.265 | 402.530 |
| 8 ^{eme} étage | 45×40 | 0.382 | 15.14 | 145.770 | 201.265 | 347.035 |
| 9 ^{eme} étage | 40×30 | 0.340 | 12.32 | 145.770 | 145.770 | 291.540 |

➤ **Les poutres :**

a) Poutres principales :

Tableau (V.12) : *Vérification des nœuds poutres-poteaux.*

| Niveau | Section (cm ²) | Z (m) | A _s (cm ²) | M _e (KN.m) | M _w (KN.m) | 1.25(M _e + M _w) (KN.m) | M _s + M _n (KN.m) | Observation |
|------------------------|----------------------------|-------|-----------------------------------|-----------------------|-----------------------|---|--|-------------|
| RDC | 40×30 | 0.34 | 10.65 | 126.011 | 126.011 | 315.027 | 809.004 | Vérifiée |
| 1 ^{er} étage | 40×30 | 0.34 | 09.42 | 111.457 | 111.457 | 278.642 | 709.324 | Vérifiée |
| 2 ^{eme} étage | 40×30 | 0.34 | 09.42 | 111.457 | 111.457 | 278.642 | 609.644 | Vérifiée |
| 3 ^{eme} étage | 40×30 | 0.34 | 09.42 | 111.457 | 111.457 | 278.642 | 609.644 | Vérifiée |
| 4 ^{eme} étage | 40×30 | 0.34 | 09.42 | 111.457 | 111.457 | 278.642 | 506.087 | Vérifiée |
| 5 ^{eme} étage | 40×30 | 0.34 | 09.24 | 109.327 | 109.327 | 273.317 | 402.530 | Vérifiée |
| 6 ^{eme} étage | 40×30 | 0.34 | 09.24 | 109.327 | 109.327 | 273.317 | 402.530 | Vérifiée |
| 7 ^{eme} étage | 40×30 | 0.34 | 09.24 | 109.327 | 109.327 | 273.317 | 402.530 | Vérifiée |
| 8 ^{eme} étage | 40×30 | 0.34 | 09.24 | 109.327 | 109.327 | 273.317 | 347.035 | Vérifiée |
| 9 ^{eme} étage | 40×30 | 0.34 | 09.24 | 109.327 | 109.327 | 273.317 | 291.540 | Vérifiée |

b) Poutres secondaires :

Tableau (V.13) : Dimensionnement des nœuds poutres-poteaux.

| Niveau | Section (cm ²) | Z (m) | A _s (cm ²) | M _e (KN.m) | M _w (KN.m) | 1.25(M _e + M _w) (KN.m) | M _s + M _n (KN.m) | Observation |
|------------------------|----------------------------|-------|-----------------------------------|-----------------------|-----------------------|---|--|-------------|
| RDC | 35×30 | 0.297 | 9.42 | 97.361 | 97.361 | 243.402 | 809.004 | Vérifiée |
| 1 ^{er} étage | 35×30 | 0.297 | 8.01 | 82.788 | 82.788 | 206.970 | 709.324 | Vérifiée |
| 2 ^{eme} étage | 35×30 | 0.297 | 8.01 | 82.788 | 82.788 | 206.970 | 609.644 | Vérifiée |
| 3 ^{eme} étage | 35×30 | 0.297 | 8.01 | 82.788 | 82.788 | 206.970 | 609.644 | Vérifiée |
| 4 ^{eme} étage | 35×30 | 0.297 | 8.01 | 82.788 | 82.788 | 206.970 | 506.087 | Vérifiée |
| 5 ^{eme} étage | 35×30 | 0.297 | 9.42 | 97.671 | 97.671 | 244.177 | 402.530 | Vérifiée |
| 6 ^{eme} étage | 35×30 | 0.297 | 9.42 | 97.671 | 97.671 | 244.177 | 402.530 | Vérifiée |
| 7 ^{eme} étage | 35×30 | 0.297 | 9.42 | 97.671 | 97.671 | 244.177 | 402.530 | Vérifiée |
| 8 ^{eme} étage | 35×30 | 0.297 | 9.42 | 97.671 | 97.671 | 244.177 | 347.035 | Vérifiée |
| 9 ^{eme} étage | 35×30 | 0.297 | 9.42 | 97.671 | 97.671 | 244.177 | 291.540 | Vérifiée |

D'après les tableaux ci-dessus, on remarque que la condition pour le dimensionnement des nœuds poutres-poteaux est vérifiée pour tous les étages.

V.4. Etude des voiles :

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales au plus 20%, les efforts horizontaux au plus 75% grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens x-x et y-y.

Un voile travaille comme une console encasté à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\text{Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1.5$$

$$\text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1.5$$

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.

V.4.1. Recommandation du RPA99 :**a. Armatures verticales :**

Les armatures verticales sont calculées à la flexion composée, et destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles 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 : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : Epaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$, avec e : épaisseur de voile.
- A chaque extrémités du voile (Trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. Armatures horizontales :

Elles 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 $10\phi_l$.

d. Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

e. 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

f. Règles communes soit armatures verticales ou horizontales :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 $A_{\min} = 0.15\%$ De la section du voile, dans la section globale du voile.
 $A_{\min} = 0.10\%$ De la section du voile, dans la zone courante.
- $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ Exception faite pour les zones d'about.

- L'espacement : $s_t = \min(1.5 \times a ; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2. Le ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times h$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{max} \rightarrow M_{corr}$
- $N_{min} \rightarrow M_{corr}$
- $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$$

$$A = \max (A^{cal} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPA})$$

• Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$K = 0$ (Pas reprise de bétonnage) ; $\alpha = 90^\circ$

$$\tau = 1,4 \frac{V}{b \cdot d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

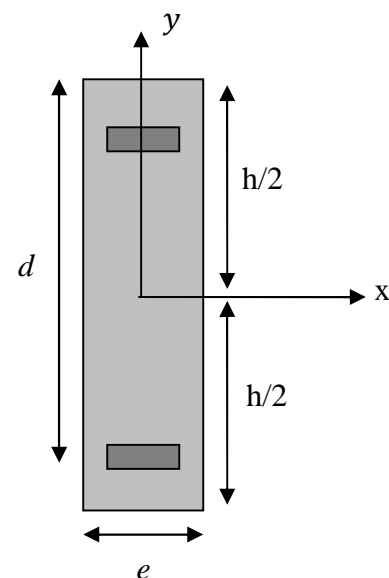


Figure (V.17) : Schéma d'un voile plein.

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v \min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v \min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

$N_{\text{barre}} / \text{face}$: nombre de barres adaptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{\min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

$$A_H^{\text{cal}} = \frac{A_v^{\text{adpt}}}{4}$$

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

Calcul du ferrailage du voile :

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessus.

➤ Voile sens x-x :

o V_{x1} et V_{x2} :

Tableau (V.14) : Résultats du ferrailage des voiles V_{x1} et V_{x2}

| Niveau | RDC et 1 ^{er} étage | 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages | 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étages |
|--|------------------------------|--|--|
| L (cm) | 100 | 100 | 100 |
| e (cm) | 22 | 22 | 22 |
| M (KN.m) | 88.524 | 86.454 | 286.92 |
| N (KN) | 625.99 | 382.11 | 168.71 |
| V (KN) | 27.791 | 21.938 | 50.293 |
| τ_U (MPa) | 0.186 | 0.146 | 0.336 |
| $Av_{\text{cal}}/\text{face}$ (cm ²) | 11.145 | 1.99 | 6.39 |
| $Av_{\text{min}}/\text{face}$ (cm ²) | 3.30 | 3.30 | 3.30 |
| $Av_{\text{adopt}}/\text{face}$ (cm ²) | 12.32 | 9.04 | 9.04 |
| $N_{\text{barre}}/\text{face}$ | 8HA14 | 8HA12 | 8HA12 |
| S_t (cm) | 12 | 12 | 12 |
| $Ah_{\text{cal}}/\text{face}$ (cm ²) | 3.08 | 2.26 | 2.26 |
| $Ah_{\text{min}}/\text{face}$ (cm ²) | 1.35 | 1.35 | 1.35 |
| $Ah_{\text{adopt}}/\text{face}$ (cm ²) | 4.71 | 3.01 | 3.01 |
| $N_{\text{barre}}/\text{face} / m_l$ | 6HA10 | 6HA8 | 6HA8 |
| S_t (cm) | 18 | 18 | 18 |

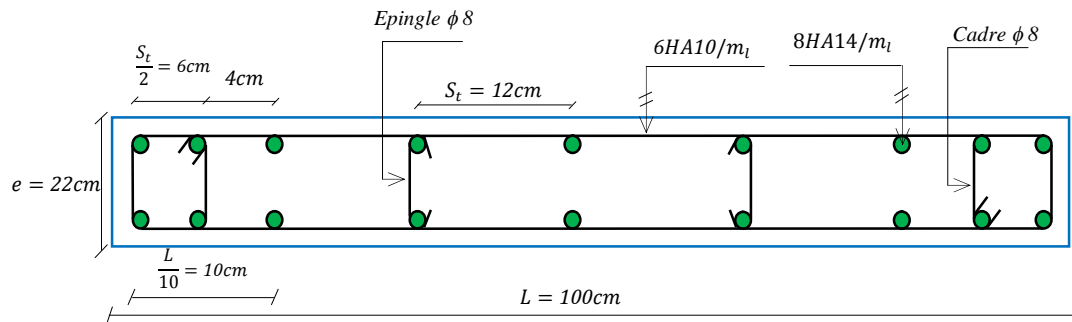
➤ Voile sens y-y :

○ V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} et V_{y4} :

Tableau (V.15) : Résultats du ferrailage des voiles V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} et V_{y4}

| Niveau | RDC et 1 ^{er} étage | 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages | 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étages |
|--------------------------------------|------------------------------|--|--|
| L (cm) | 100 | 100 | 100 |
| e (cm) | 22 | 22 | 22 |
| M (KN.m) | 114.437 | 187.597 | 578.162 |
| N (KN) | 919.719 | 687.507 | 237.294 |
| V (KN) | 35.167 | 42.987 | 102.463 |
| τ_U (MPa) | 0.235 | 0.287 | 0.686 |
| $Av_{cal}/face$ (cm ²) | 15.786 | 2.65 | 14.095 |
| $Av_{min}/face$ (cm ²) | 3.30 | 3.30 | 3.30 |
| $Av_{adopt}/face$ (cm ²) | 16.94 | 15.40 | 15.40 |
| $N_{barre}/face$ | 11HA14 | 10HA14 | 10HA14 |
| S_t (cm) | 8 | 12 | 10 |
| $Ah_{cal}/face$ (cm ²) | 4.235 | 3.85 | 3.85 |
| $Ah_{min}/face$ (cm ²) | 1.35 | 1.35 | 1.35 |
| $Ah_{adopt}/face$ (cm ²) | 4.71 | 4.71 | 3.71 |
| $N_{barre}/face / m_l$ | 6HA10 | 6HA10 | 6HA10 |
| S_t (cm) | 18 | 18 | 18 |

➤ Exemple d'un schéma du ferrailage du voile RDC dans le sens x-x :



(V.18) : Schéma de ferrailage du voile RDC dans le sens x-x

Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux, après cette étude on conclut que : Pour les poteaux, le ferrailage adopté est celui donné par le minimum de RPA, puisque il est important par rapport au ferrailage donné par le logiciel SAP2000 Version 14.2.2. Pour les poutres, elles ont été ferrillées par les sollicitations obtenues par le logiciel SAP2000 Version 14.2.2. Pour les voiles de contreventement, ils ont été calculés à la flexion composée et ferrillés grâce aux sollicitations données par le logiciel SAP2000 et les ferrillages adoptés pour les éléments principaux respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

Introduction

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise. Elle reprend les charges de la structure et les transmet au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

On distingue deux grandes familles des fondations :

- Fondations superficielles.
- Fondations profondes.

a) Fondations superficielles :

Ce sont les fondations qui reposent sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastrée, et les charges qui transmettent ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes.

On distingue trois types :

- Semelles continues ou filantes.
- Semelles isolées (sous poteau).
- Les radiers généraux ou dallages.

b) Fondations profondes :

Ce sont des fondations qui reposent et transmettent les charges aux couches du sol résistantes, qui se trouvent à grande profondeur. Elles peuvent être ponctuelles massives (caissons et puits), élancées (pieux) ou linéaires (parois et barrettes).

- ◆ Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :
 - La capacité portante du sol d'assise.
 - Charges transmises au sol.
 - La distance entre axes des poteaux.
 - La profondeur du bon sol.

Selon le rapport de sol établi par le Laboratoire Soummam D'analyse de la qualité des matériaux de Construction Bâtiment, Routes et Travaux Publics, le terrain réservé à la réalisation de notre projet est initialement en pente. La géologie de la région constituée par : des formations de pente, argiles rougeâtres, la marne schisteuses, la marnes compactes et la marno-calcaires

Le terrain étudié est constitué essentiellement par des argiles graveleuses tuffacées, une couche d'argile marneuse produit d'altération reposante sur des marnes associées à des bancs de calcaire.

Le rapport de sol qui s'est basé sur la nature du sous sol du site ainsi que les résultats des essais pénétrométriques, nous à recommandé des fondations superficielles

qu'il y' a lieu d'ancrer à $1.5m$ de profondeur après terrassement des remblais et de prendre une contrainte admissible $Q_{adm} = 1.6$ bars.

Le site est situé sur un terrain en pente, il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales.

Les travaux de terrassement vont créés des talus, d'où il y' a lieu d'assurer et protéger le site par des murs de soutènement, avec un système de drainage adéquat.

Les caractéristiques géotechniques à prendre en compte pour la construction des murs de soutènements sont :

$$\begin{aligned} Q_{adm} &= 1.6 \text{ bars} \\ \gamma_h &= 1.9 \text{ t/m}^3 \\ 0.2 &\leq C_{uu} \leq 0.8 \text{ bars} \\ 8^\circ &\leq \varphi_{uu} \leq 15 \end{aligned}$$

VI.1. Choix des types de fondations :

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $0,8G \pm E$

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

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 vérifications ne sont pas satisfaites, on passera au radier général.

VI.1.1. Vérification des semelles isolées.

Les poteaux de la structure sont rectangulaires à la base, de section $(a \times b)$ d'où les semelles sont rectangulaires $(A \times B)$.

Soit :

$$N = N_{sup} + N_{inf}$$

Avec:

N : Effort normal transmis par la semelle au sol.

N_{sup} : Effort normal transmis par le Poteau de la superstructure.

N_{inf} : Effort normal transmis par le Poteau de l'infrastructure + le Poids estimé de la semelle.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure est ce lui d'escalier.

$$N_{sup} = 2335,03 \text{ KN.}$$

La hauteur de l'avant Poteau est de 1,5m

$$N_{inf} = 25.0,55.0,5.1,5 + 25.0,45 \cdot 1,5 \cdot 1,5 = 35,625 \text{ KN.}$$

$$N = 2335,03 + 35,625 = 2370,655 \text{ KN}$$

Les vérifications à effectués sont les suivantes :

$$A \times B \leq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \dots \dots \dots (2)$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b \times N_u}{a \times \sigma_{sol}}}$$

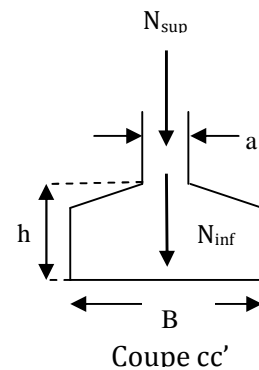
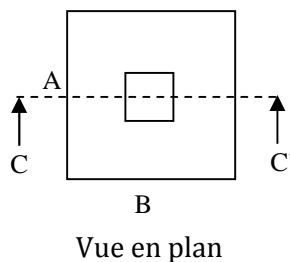


Figure (VI.1) : Schéma d'une semelle isolée.

Niveau 00,00

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \times B \geq \frac{2,370655}{0,16} = 14,816 \text{ m}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow A = \frac{0,55}{0,50} \times B$$

$$A = 1,1 \times B$$

$$1,1 \times B \times B = 14,816$$

$$B \geq \sqrt{\frac{14,816}{1,1}} = 3,67\text{m} \Rightarrow A \geq 4,037\text{m}$$

2^{eme} base:

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N = 1284,79 + 35,625 = 1320,415 \text{ KN}$$

$$A \times B \geq \frac{1,320415}{0,16} = 8,2529 \text{ m}$$

$$A = \frac{0,45}{0,4} B \Rightarrow A = 1,125 B$$

$$1,225 \times B \times B = 8,2529$$

$$B \geq \sqrt{\frac{8,2529}{1,125}} = 2,708 \text{ m} \Rightarrow A \geq 3,046 \text{ m}$$

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 va nous conduire à vérifier les semelles filantes.

VI.1.2. Vérification des semelles filantes.

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L dans le sens x-x, située sous un portique de 7 poteaux.

- ◆ Le 1^{er} portique y=8m

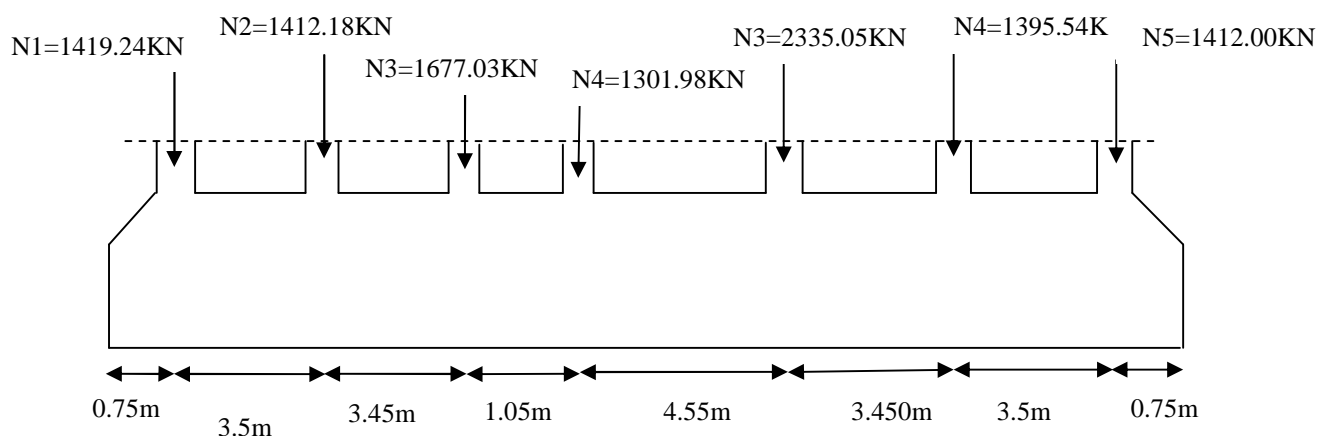


Figure (VI.2) : Schéma d'une semelle filante.

$$N_{\text{inf}} = 7 \times 35,625 = 249,375 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sup}} = \sum N_i = 10953,02 \text{ KN}$$

$$N = 10953,02 + 249,375 = 11202,395 \text{ KN}$$

$$L = 21,00 \text{ m}$$

La vérification à faire est :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L} = \frac{11,202395}{0,16 \times 21} \Rightarrow B \geq 3,33 \text{ m}$$

Le choix des semelles filantes ne convient pas, sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et ses adjacents est de 4.45m et 3.55m, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

VI.1.3. Radier général niveau (+00.00) :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

Il est préféré selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

VI.1.3.1. Pré-dimensionnement :

a) Condition de coffrage :

-Pour la hauteur totale du radier

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} \quad (1)$$

h_t : Hauteur de la nervure.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\text{max}} = 390 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{390}{10} \Rightarrow h_t \geq 39 \text{ cm.}$$

-pour la dalle :

h_0 : Hauteur de la dalle.

$$h_0 \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \quad (2)$$

$$h_0 \geq 19,75 \text{ cm}$$

b) Condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{max} \quad \text{Radier rigide}$$

L_e : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou

flexible). $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

b : La largeur de la semelle.

K : Coefficient de réaction du sol :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{-pour un sol très mauvais} & K=0,5 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3 \\ \text{-pour un sol moyen} & K=4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3 \\ \text{-pour un très bon sol} & K=12 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3 \end{array} \right.$$

Pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 3,9^4 \times 4 \times 10^4}{3 \cdot 14^4 \times 3 \cdot 216 \times 10^7}} \Rightarrow h \geq 52,20 \text{ cm}$$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ◆ La hauteur de la nervure $h_t = 80 \text{ cm}$.
- ◆ La hauteur du radier $h_r = 50 \text{ cm}$

VI.1.3.2. Calcul de surfaces et poids du radier.

- $N_s = 38547,663 \text{ KN}$ (Poids total transmis par la superstructure y compris le poids des voiles tiré du logiciel SAP2000 V14).

$$N_{ser} = 38547,663 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{38,547663}{0,16} = 240,922m$$

La surface du bâtiment $S_{bat} = 8,55 \times 21 + 5,275 \times 5,55 = 210,408m^2$

$S_{rad} > S_{bat} \Rightarrow$ le radier déborde

$D \geq \max(\frac{h_r}{2}, 30cm)$; On prend $D = 0,4m$ Et $P = 78,2m$

D : débord.

P : périmètre.

$$S_{rad} = S_{bat} + D \times P = 210,408 + 31,28$$

$$\Rightarrow S_{rad} = 241,688 m^2$$

On opte pour une surface : $S_{radier} = 241,688 m^2$

VI.1.3.3. les Vérifications nécessaires:

1°. Poussée hydrostatique :

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec : $\gamma = 19KN/m^3$

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 1,5 m

S : surface totale du bâtiment = 210,408m²

$$P = 1,5 \times 1,5 \times 210,408 \times 19 = 8994,942KN.$$

$$P = 8994,942KN < N_{ser} = 38547,663 KN \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2°. Vérification au poinçonnement :

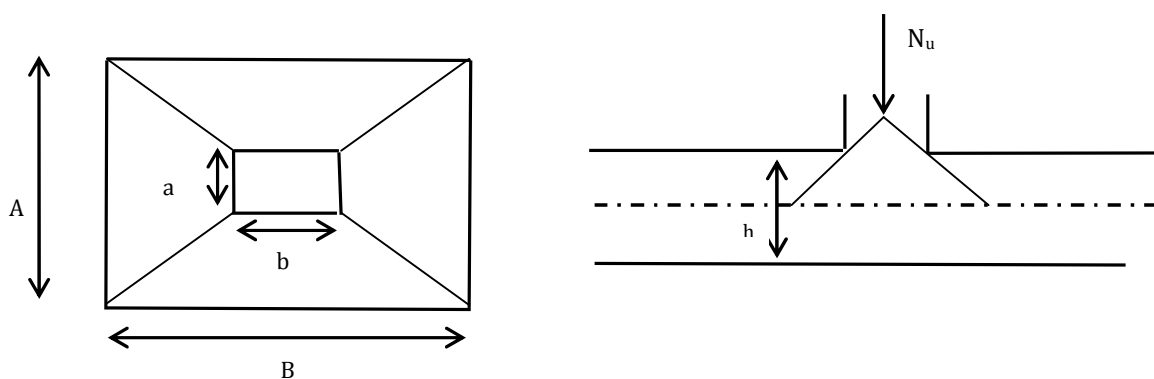


Figure (VI.3) : Schéma du poinçonnement.

Selon le BAEL A.5.2.4 il faut vérifier que : $N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_U : L'effort normal de calcul sur le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

h : C'est la hauteur totale du radier.

On trouve: $U_c = 2 \times (0,8 + 0,55) + 2 \times (0,8 + 0,5) = 5,3 \text{ m}$; N_{u1} = le poteau le plus sollicité.

$$N_{u1} = 2,33502 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5,3 \times 0,8 \times \frac{25}{1,15} = 4,14 \text{ MN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3°. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$

N_u : C'est la somme des efforts de tous les poteaux sur le radier.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{52982,165 \times 3,9 \times 1}{2 \times 241,688} = 427,473 \text{ MN}$$

$$d = 0,9 h_r = 0,9 \times 0,5 = 0,45 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{0,42747}{1 \times 0,45} = 0,950 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Il n'y aura pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

4°. Vérification des contraintes dans le sol :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{x,Y}}{I_y}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{x,Y}}{I_y}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

σ_{moy} : Contrainte du sol à B/4 sous le radier.

$\sigma_{max}, \sigma_{min}$: Les contraintes maximale respectivement aux extrémités des radiers.

$$Y_G = \frac{179.55 \times 4.275 + 30.859 \times 11.189}{237.778} \Rightarrow Y_G = 4.68m.$$

$$X_G = \frac{179.55 \times 10.5 + 30.859 \times 10.5}{210.409} \Rightarrow X_G = 9.29m.$$

$$I_{xx} = \frac{21 \times 8.55^3}{12} + [(179.55) \times 1.015^2] + \frac{5.85 \times 5.275^3}{12} + [(30.859)(5.927)^2]$$

$$\Rightarrow I_{xx} = 2434.384m^4.$$

$$I_{yy} = \frac{8.55 \times 21^3}{12} + \frac{5.275 \times 5.85^3}{12} = 6686.467$$

$$\Rightarrow I_{yy} = 6686.467m^4.$$

• Dans le sens yy:

$$N = 29176.609KN \text{ Et } M_x = 619.150KN.m$$

$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_y}$$

$$\sigma_{max} = \frac{29.17609}{237.778} + \frac{0.61915 \times 4.68}{6686.467} = 0.1231MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{29.17609}{237.778} - \frac{0.61915 \times 4.68}{6686.467} = 0.1223MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\Rightarrow \sigma_{moy} = 0.1223 MPa \leq \sigma_{sol} = 1.6MPa.$$

Contrainte vérifiée

• Dans le sens xx:

$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \cdot X}{I_x}$$

$$\sigma_{max} = \frac{29.17609}{237.778} + \frac{1.49743 \times 9.29}{2434.384} = 0,1284MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{29.17609}{237.778} - \frac{1.49743 \times 9.29}{2434.384} = 0,117MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\Rightarrow \sigma_{moy} = 0.1255 MPa \leq \sigma_{sol} = 1.6MPa.$$

Condition vérifiée

5°. Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad \text{RPA99 Version 2003}$$

$$\text{Suivant x-x: } B = 21\text{m}; \Rightarrow e = \frac{0.61915}{29.17609} = 0.0212\text{m} \leq \frac{21}{4} = 5.250\text{m}$$

$$\text{Suivant y-y: } B = 13.55\text{m}; \Rightarrow e = \frac{1.49743}{29.17609} = 0.0513\text{m} \leq \frac{13.55}{4} = 3.387\text{m}$$

\Rightarrow La condition de stabilité au renversement est vérifiée.

VI.1.3.4. Le ferrailage :

- **La dalle du radier :**

1°. Détermination des sollicitations sur le panneau :

On prend le panneau le plus défavorable pour le ferrailage dont les dimensions sont :

$$L_x = 3.95\text{m.}$$

$$L_y = 5.1\text{m.}$$

a) calcul à l'ELU :

- calcul des sollicitations

$$P_{rad} = 0.5 \times 25 \times 237.778 = 2972.225\text{KN}$$

$$\Rightarrow N_u = 52982.165 + 2972.225 = 55954.39\text{KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{55.39945}{241.688} = 0.231515\text{MPa} = 231.515\text{KN/m}^2$$

N_u = effort ultime (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{3.95}{5.1} = 0.774 > 0.4 \Rightarrow \text{Le radier travail dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \quad \text{Et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

D'après le tableau qui donne les coefficients μ_x et μ_y en fonction de α et de ν [annexe I].

$$\rho = 0.77 \Rightarrow \text{ELU: } \nu = 0; \quad \mu_x = 0.0596; \quad \mu_y = 0.544$$

$$\text{ELS: } \nu = 0.2; \quad \mu_x = 0.0661; \quad \mu_y = 0.671$$

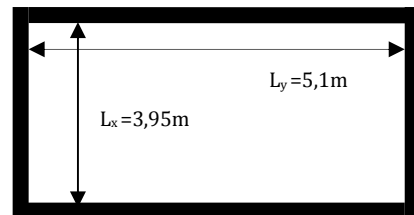


Figure (VI.4) : Dalle sur quatre appuis.

Suivant x-x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0596 \times 231.515 \times 3.95^2 = 215.287 \text{ KN.m}$

Suivant y-y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.544 \times 215.287 = 117.116 \text{ KN.m}$

○ Les moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 \cdot M_{0x} = 0.75 \times 215.287 = 161.465 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \cdot M_{0y} = 0.75 \times 117.116 = 87.837 \text{ KN.m}$$

○ Les moments en appuis :

$$M_{ax} = -0.5 \cdot M_{0x} = -0.5 \times 215.287 = -107.643 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 \cdot M_{0y} = -0.5 \times 117.116 = -58.558 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h_r = (1 \times 0.50) \text{ m}^2$

○ Vérification de condition de non fragilité :

Selon le BAEL91 le calcul de A_{min} est comme suit :

$$h_r > 12 \text{ cm} \quad \text{Et} \quad \rho > 0,4$$

D'où :

$$A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r$$

On a des $HAFeE400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_r = e = 50 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,77 \text{ cm}$$

$$A_{min}^x = 4.62 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_{min}^y = 4.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.1) : Tableau de ferrailage du radier.

| Localisation | | M (KN.m) | A_{cal} (cm ²) | A_{min} cm ² | A_{adopt} (cm ² /ml) | S_t (cm ²) |
|--------------|--------|----------|------------------------------|---------------------------|-----------------------------------|--------------------------|
| Sens xx | Travée | 161.465 | 10.62 | 4.62 | 8HA 16=16.08 | 12.50 |
| | Appui | -107.643 | 07.01 | | 8HA12=09.05 | 12.50 |
| Sens yy | Travée | 087.837 | 05.70 | 4.00 | 7HA12=07.92 | 14.00 |
| | Appui | -058.558 | 03.78 | | 7HA10=05.50 | 14.00 |

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3MPa) = 2.5 MPa$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y^4}{2(l_x^4 + l_y^4)} = 336.247 KN$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y \times l_x^4}{2(l_y^4 + l_x^4)} = 156.221 KN$$

$$\tau_u = \frac{0.336247}{1 \times 0.45} = 0.7472 \leq \bar{\tau} = 2.5 MPa \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$\tau_u = \frac{0.156221}{1 \times 0.45} = 0.3471 \leq \bar{\tau} = 2.5 MPa \quad \text{Condition vérifié.}$$

b) calcul à l'ELS :

$$N_{ser} = 38547.663 KN.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{38.547663}{241.688} = 0.1595 MPa = 149.50 KN/m^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201.6 MPa$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

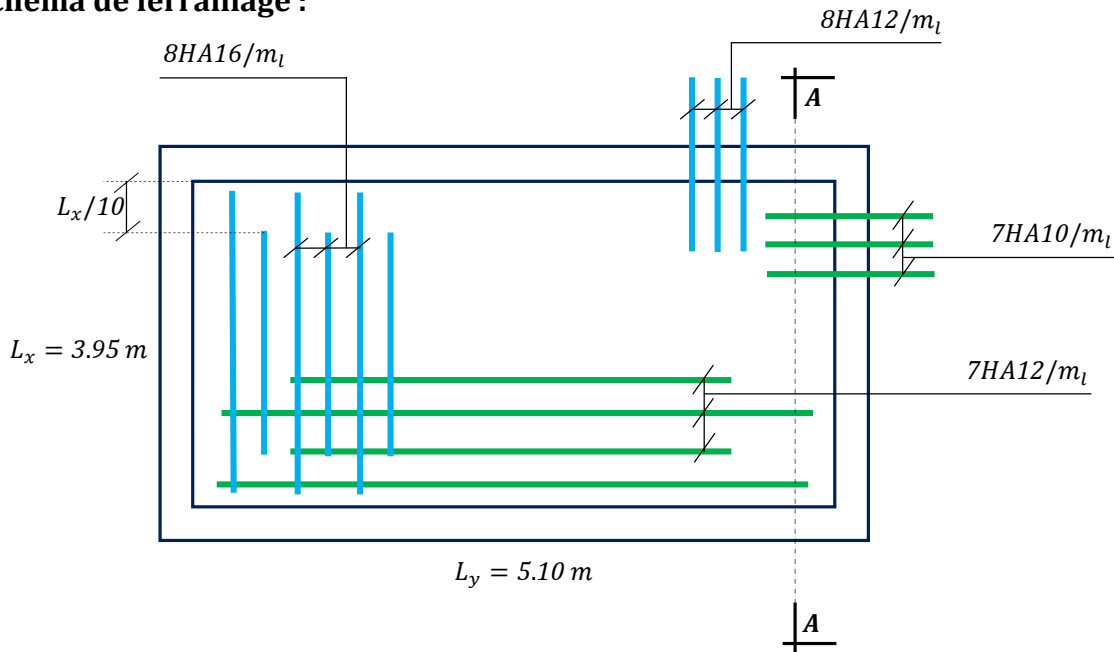
Tableau (VI.2) : Tableau de vérification des contraintes.

| localisation | Moments | Valeurs (KNm) | σ_{bc} (MPa) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) |
|--------------|---------|---------------|---------------------|------------------|---------------------------|------------------------|
| Sens xx | M_t | 104.265 | 5.49 | 158.743 | 15 | 201.6 |
| | M_a | 069.510 | 3.41 | 183.610 | 15 | 201.6 |
| Sens yy | M_t | 056.720 | 2.93 | 171.020 | 15 | 201.6 |
| | M_a | 037.814 | 2.28 | 162.178 | 15 | 201.6 |

Remarque :

On remarque que les contraintes de béton et de l'acier en travée et en appui dans les deux sens sont vérifiées.

Schéma de ferrailage :



Coupe A-A :

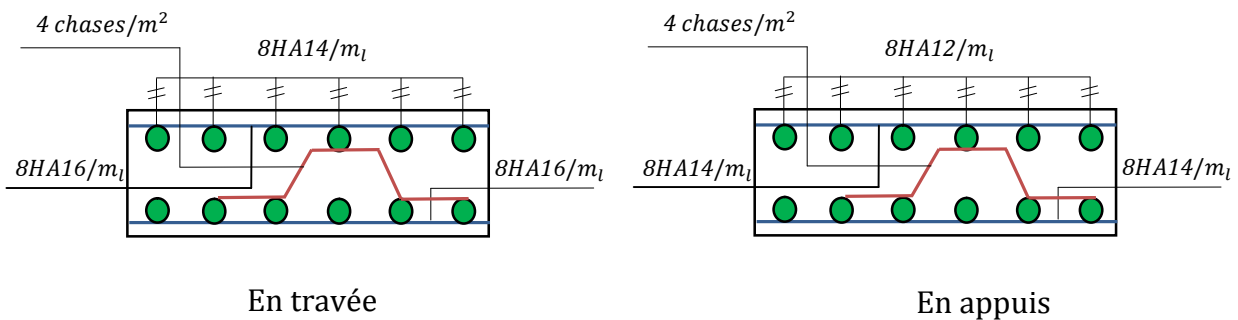


Figure (VI.5) : Schéma du ferrailage du radier général

• **Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à la flexion simple.

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 18.521 \text{ KNm}$$

Le débord est D = 40 cm

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 46.303 \text{ KN}$$

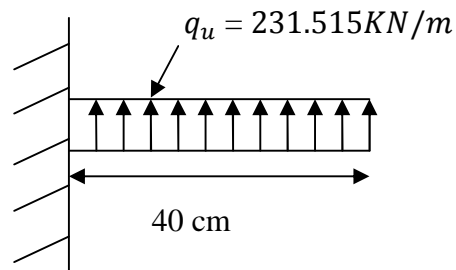


Figure (VI.6) : Répartition des contraintes sur le débord.

Le calcul du ferrailage et les vérifications sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.3) : *Tableau de vérification des contraintes.*

| q_u (KN/m) | M_u (KNm) | a_{calc} cm ² /ml | A_{min} cm ² /m | A_{adop} cm ² /ml | σ_{bc} (MPa) | σ_{bc} (MPa) | σ_{bc} (MPa) | σ_{bc} (MPa) |
|-----------------|----------------|-----------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 2315.15 | 18.521 | 5.434 | 4.88 | $8\phi_{12} = 9.05$ | 33.704 | 51.52 | 15 | 201.6 |

- Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Sachant que :

$$\tau_u = \frac{0,046303}{1 \times 0,45} = 0,1029 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

VI.1.3.5 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). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties

On à $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges trapézoïdales triangulaires).

- Charge triangulaire :

$$Q_{ue} = Q_u \times L/3.$$

Avec Q_{ue} charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- Charge trapézoïdale :

$$Q_{ue} = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times Q_u \times L/2.$$

Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

Le ferrailage se fera pour une section en T  en flexion simple.

$$h = 0.8m$$

$$h_0 = 0.5m$$

$$b_0 = 0.55m$$

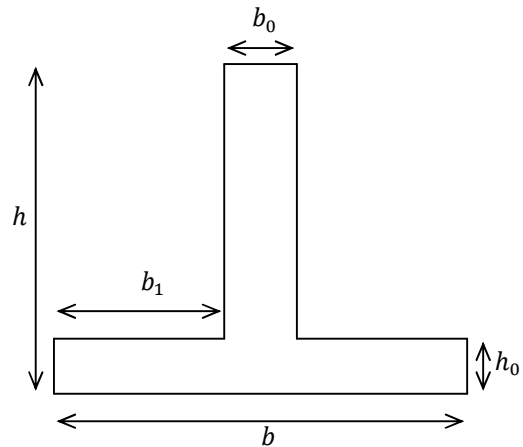
$$d = 0.90m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{2.8}{10}; \frac{3.9}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.28; 1.95)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.25m$$

$$\text{Donc : } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.05m.$$



Figure(VI.7) : section   ferrailer.

➤ Sens longitudinal x-x :

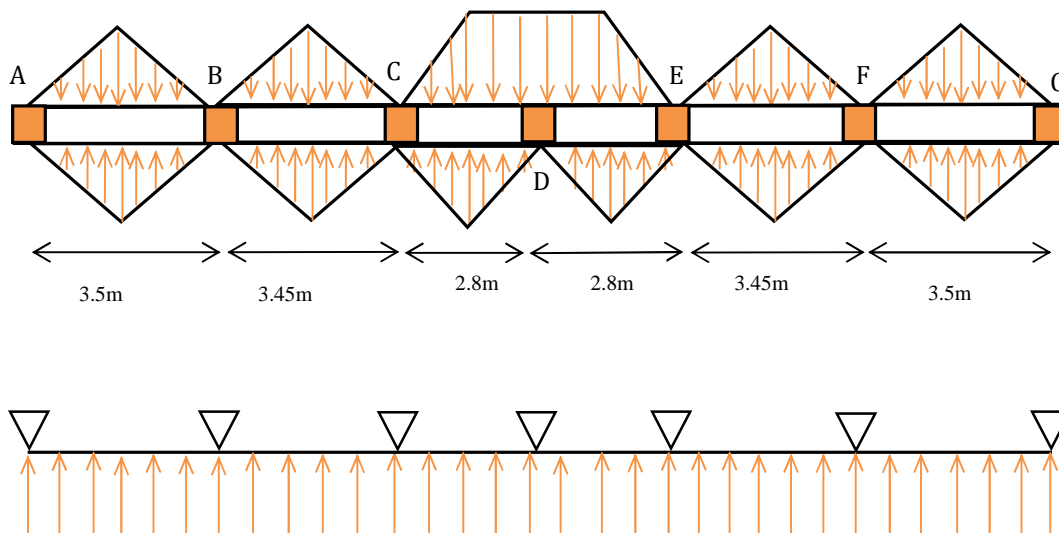


Figure (VI.8) : Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

• Calcul des sollicitations :

$$ELU: Q_{ue} = 231.515 \times \frac{3.5}{3} = 270.10 \text{ KN/m.}$$

$$ELS: Q_{ue} = 149.5 \times \frac{3.5}{3} = 174.41 \text{ KN/m.}$$

- Calcul des moments :

$$M_{t,max} = 0.85 \times Q_{ue} \frac{L^2}{8} = 351.55 \text{KNm.}$$

$$M_{a,max} = -0.5 \times Q_{ue} \frac{L^2}{8} = -206.79 \text{KNm.}$$

Sens transversal y-y :

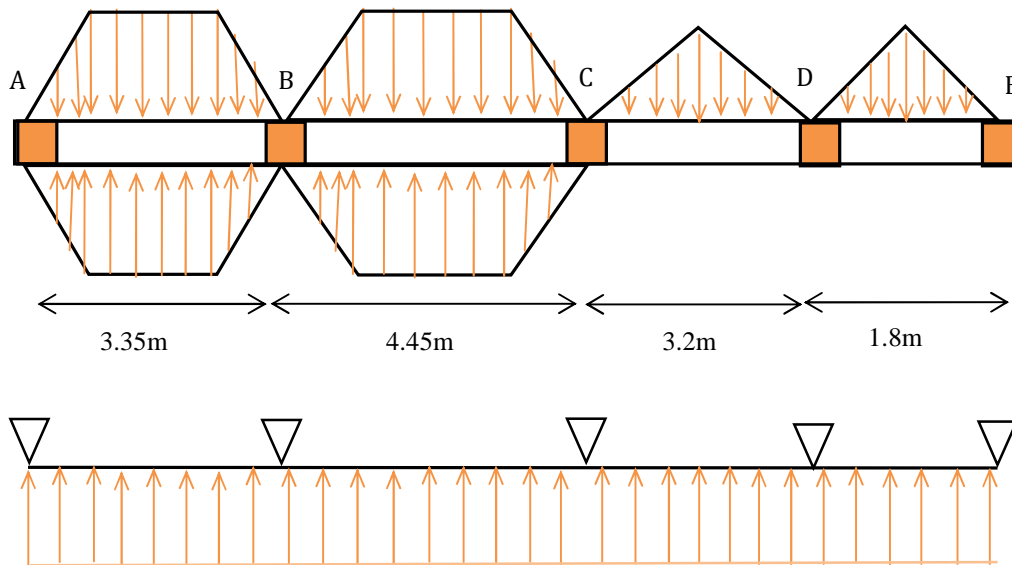


Figure (VI.9) : Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

- Calcul des sollicitations :

$$ELU: Q_{ue} = 231.515 \times \frac{4.45}{2} \times \left(1 - \frac{0.77^2}{3}\right) = 413.31 \text{KN/m.}$$

$$ELS: Q_{ue} = 149.5 \times \frac{4.45}{2} \times \left(1 - \frac{0.77^2}{3}\right) = 266.89 \text{KN/m.}$$

- Calcul des moments :

$$M_{t,max} = 0.85 \times Q_{ue} \frac{L^2}{8} = 869.61 \text{KNm.}$$

$$M_{a,max} = -0.5 \times Q_{ue} \frac{L^2}{8} = -511.53 \text{KNm.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau (VI.4) : Tableau de ferrailage du nervures.

| Localisation | | M (KN.m) | A _{cal} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adopt} (cm ² /ml) |
|--------------|--------|----------|-------------------------------------|-------------------------------------|--|
| Sens xx | Travée | 351.55 | 14.06 | 04.98 | 4HA20+4HA14=18.73 |
| | Appui | -206.79 | 07.99 | 14.03 | 4HA20+2HA16=16.58 |
| Sens yy | Travée | 869.61 | 38.08 | 04.98 | 8HA25+4HA14=45.43 |
| | Appui | -511.53 | 20.03 | 14.03 | 8HA20=25.13 |

○ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

Il faut vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 201.6MPa.$$

• Calcul des moments :

○ Suivant x-x : $Q_{ue} = 149.5 \times \frac{3.5}{3} = 174.41 KN/m$.

$$M_{t,max} = 0.85 \times Q_{ue} \frac{L^2}{8} = 227.01KNm.$$

$$M_{a,max} = -0.5 \times Q_{ue} \frac{L^2}{8} = -133.53KNm.$$

○ Suivant y-y : $Q_{ue} = 149.5 \times \frac{4.45}{2} \times \left(1 - \frac{0.77^2}{3} \right) = 266.89 KN/m$.

$$M_{t,max} = 0.85 \times Q_{ue} \frac{L^2}{8} = 561.54KNm.$$

$$M_{a,max} = -0.5 \times Q_{ue} \frac{L^2}{8} = -330.32KNm.$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.5) : Tableau de vérification des contraintes.

| Localisation | Moments | Valeurs (KNm) | σ_{bc} (MPa) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) |
|--------------|---------|---------------|---------------------|------------------|---------------------------|------------------------|
| Sens xx | M_t | 227.01 | 05.56 | 179.991 | 15 | 201.6 |
| | M_a | -133.53 | 02.10 | 115.754 | 15 | 201.6 |
| Sens yy | M_t | 561.54 | 10.48 | 193.778 | 15 | 201.6 |
| | M_a | -330.32 | 04.63 | 192.295 | 15 | 201.6 |

Remarque : On remarque que les contraintes de béton et de l'acier en travée et en appui dans les deux sens sont vérifiées.

Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l_{\max}}\right) = \min(2.28; 5.5; 2) = 2\text{cm} = 20\text{mm}$$

Soit $\phi_t = 8\text{mm}$

Les espacements des aciers transversaux :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l_{\min}}\right) = \min(20; 12; 14) = 12\text{cm} = 10\text{cm}$$

Soit $S_t = 10\text{cm}$

Schéma de ferrailage des nervures :

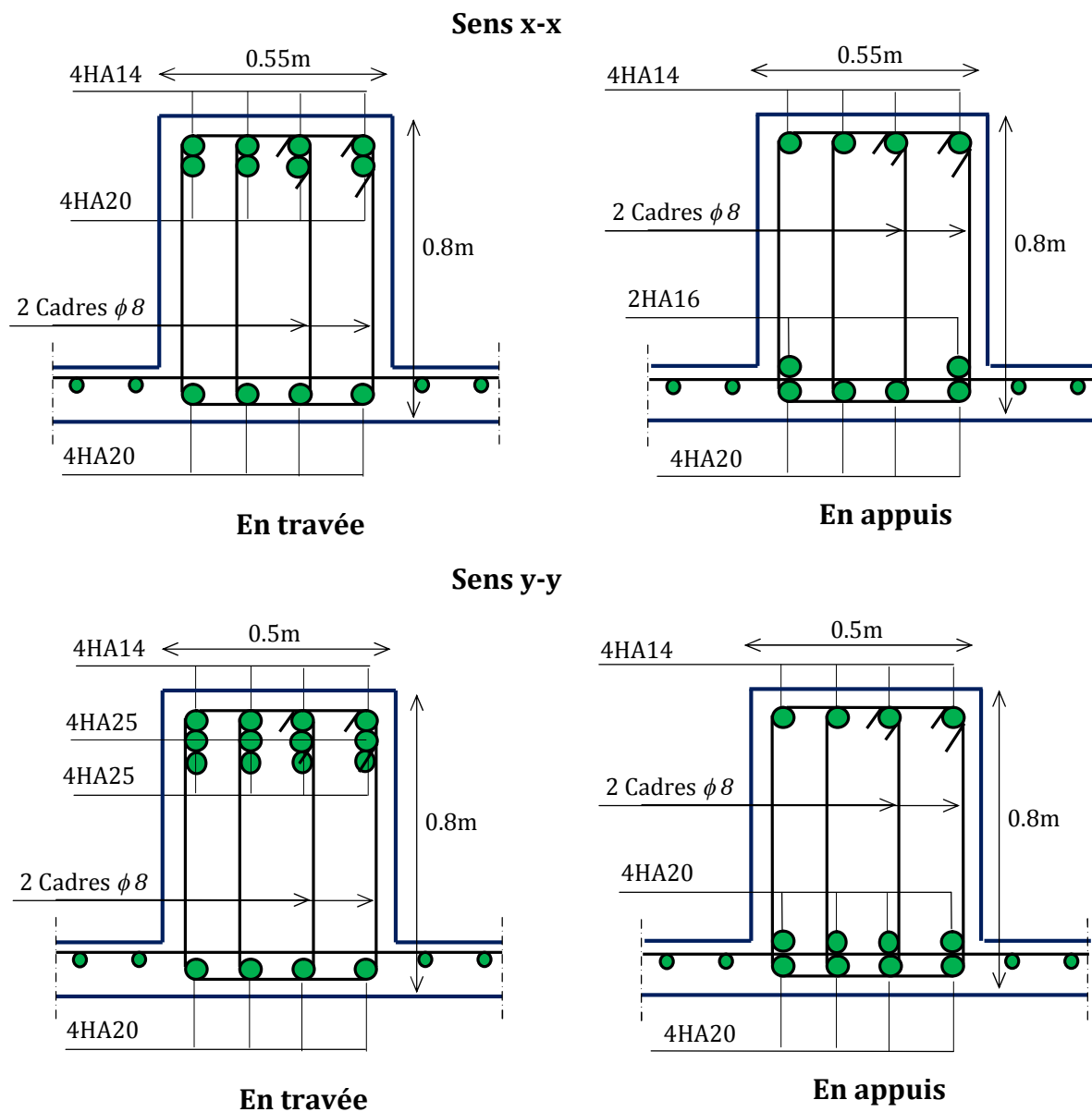


Figure (VI.10) : Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x et y-y.

IV.2. Etude de fondation niveau (+19.92) :

VI.2.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de la structure sont rectangulaires à la base, de section (a×b) d'où les semelles sont rectangulaires (A×B).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :

$N=987.995KN$

$$A \times B \leq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \dots \dots \dots (2)$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b \times N_u}{a \times \sigma_{sol}}}$$

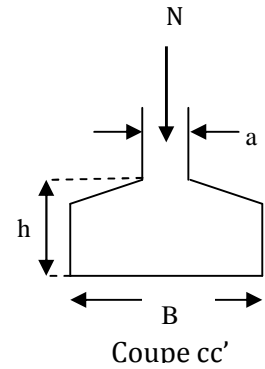
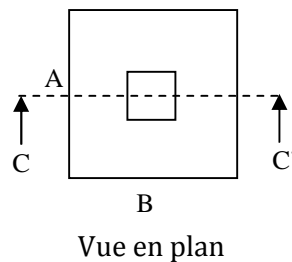


Figure (VI.11) : Schéma d'une semelle isolée.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \times B \geq \frac{0,987995}{0,16} = 6,175 \text{ m}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow A = \frac{0,55}{0,50} \times B$$

$$A = 1,1 \times B$$

$$1,1 \times B \times B = 6,175$$

$$B \geq \sqrt{\frac{6,175}{1,1}} = 2,37\text{m} \Rightarrow A \geq 2,60\text{m}$$

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.2.2. Vérification des semelles filantes.

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L dans le sens x-x située sous un portique de 3 poteaux.

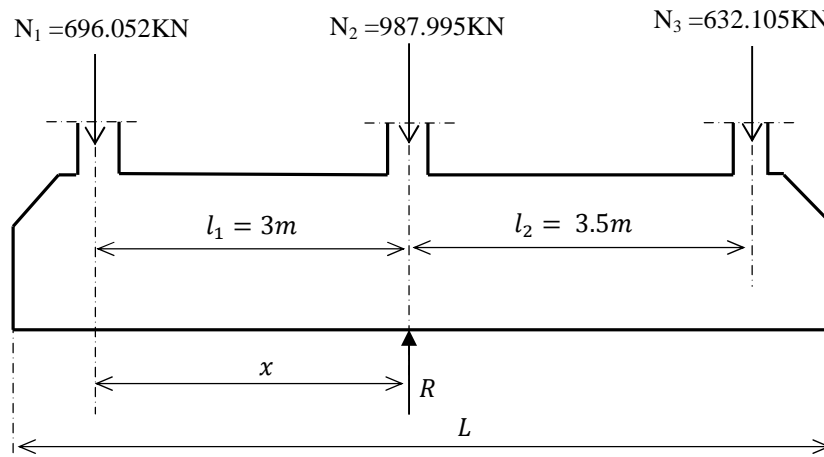


Figure (VI.12) : Schéma d'une semelle filante.

VI.2.2.1. Dimensionnement :

$$R = \sum N_i = 2316.152KN$$

On cherche le point d'application x de la résultante R :

$$\sum M/poteau = 0 \Rightarrow N_2 \cdot l_1 + N_3 \cdot (l_1 + l_2) = R \cdot x$$

$$x = \frac{N_2 \cdot l_1 + N_3 \cdot (l_1 + l_2)}{R} = 3.053m$$

Cette méthode consiste à supposer que R passe par le centre de la semelle :

$$L = 2 \cdot x + \text{largeur de poteau} + 10cm$$

$$L = 2 * 3.053 + 0.4 + 0.1 = 6.61$$

On prend $L = 7m$

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{\sum N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

$$B \geq \frac{\sum N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{2.316152}{0.16 \times 7} = 2.06m \quad \text{Donc } B = 2.1m$$

Le choix des semelles filantes convient dans ce niveau, sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et son adjacent est de $4.50m$.

La hauteur de la semelle filante :

$$h_t = \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$$

$$h_t = \frac{2.1-0.45}{4} + 5 = 0.462m \quad \text{Soit } h_t = 50cm$$

VI.2.2.2. Ferrailage :

Les charges sur la semelle doivent être réparées, en introduisant une poutre de rigidité entre les poteaux et la semelle inférieure ; cette poutre de rigidité va reprendre les différents moments engendrés par les différents efforts N_i .

• Ferrailage de la semelle :

- Les armatures transversales parallèles à B :

Transmission des charges par les bielles de béton comprimée :

ELU :

$$A_B = \frac{N_u(B-b)}{8.d.\sigma_{st}}$$

Avec $N_u = \sum N_{ui} + 1.35G_0$ G_0 : Poids propres de la semelle et l'avant poteau.

$$A_B = \frac{2.3502(2.1-0.45)}{8*0.45*348} = 30.95cm^2$$

ELS :

$$A_B = \frac{N_s(B-b)}{8.d.\sigma_{st}}$$

Avec $N_s = \sum N_{si} + G_0$ G_0 : Poids propres de la semelle et les avants poteaux.

$$A_B = \frac{1.769(2.1-0.45)}{8*0.45*240} = 33.78cm^2$$

On choisit le ferrailage à l'ELS :

$$A_B \Rightarrow 11HA 20 = 34.56cm^2 \quad \text{Avec } :S_t = 5cm$$

- Les armatures longitudinales parallèles à L :

Comme on a la poutre de rigidité qui reprend les différents efforts exercés sur la semelle, on met juste les armatures de construction.

Tel que :

$$A_L = \frac{A_B}{3} = \frac{34.56}{3} = 11.52cm^2/m_l$$

$$A_L \Rightarrow 8HA 14 = 12.32cm^2 \quad \text{Avec } :S_t = 6cm$$

- **Ferraillage de la poutre de rigidité :**

Détermination de la hauteur de la poutre h :

$$\frac{l}{9} \leq h \leq \frac{l}{6} \quad l : \text{L'entre axe maximum entre les poteaux.}$$

$$\Rightarrow 38.88 \text{ cm} \leq h \leq 58.33 \text{ cm. On prend } h = 40 \text{ cm}$$

La poutre noyée dans la semelle.

La poutre de rigidité se calcule à la flexion simple sous l'effet de la réaction de sol, cette réaction du sol est prise comme une charge linéaire Q . c'est une poutre contenue renversée.

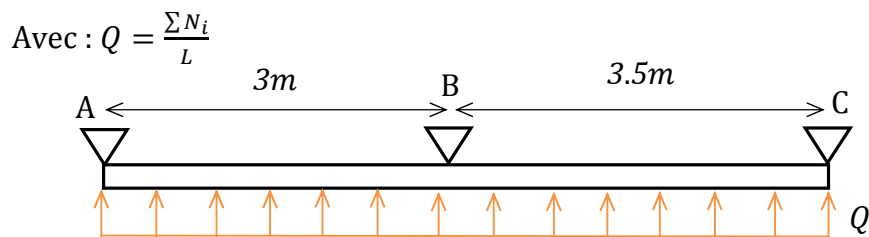


Figure (VI.13) : Distribution des charges sur la poutre de rigidité.

Calcul des sollicitations :

Les sollicitations sont obtenues par la méthode de Caquot en fissuration nuisible.

$$Q = \frac{\sum N_i}{L} = 335.743 \text{ KN/ml}$$

Les moments isostatiques :

$$M_{0AB} = \frac{Q \cdot l^2}{8} = 337.711 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{Q \cdot l^2}{8} = 514.106 \text{ KN.m}$$

Les moments en appuis :

$$M_A = M_C = -0.15 M_0^{max} = -77.11 \text{ KN.m} \quad (\text{On met des armatures de constructions})$$

$$M_B = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L_g + L_d)} = -424.16 \text{ KN.m}$$

Les moments en travées :

Travée A-B :

$$M(x) = \frac{Q \cdot x}{2} (L - x) + M_d \left(\frac{x}{L}\right) \quad \text{Avec : } x = \frac{L}{2} + \left(\frac{M_d}{L \cdot Q}\right)$$

$$M_{AB} = 195.40 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_{AB} = 323.89 \text{ KN.m}$$

Les efforts tranchants :

Travée A-B :

$$\begin{cases} V_A = 503.614 \text{ KN} \\ V_B = -645 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} V_B = 708.74 \text{ KN} \\ V_C = -466.36 \text{ KN} \end{cases}$$

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant :

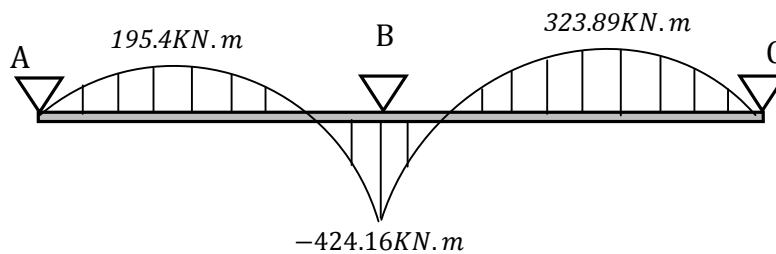


Figure (VI.14) : Diagramme des moments fléchissant.

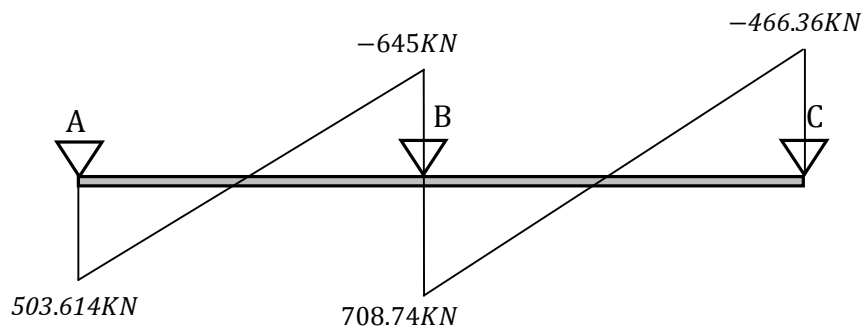


Figure (VI.15) : Diagramme des efforts tranchant.

Les sollicitations maximales sont :

$$\begin{cases} M_a^{max} = 424.16 \text{ KN.m} \\ M_t^{max} = 323.89 \text{ KN.m} \\ V^{max} = 708.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage en travée en flexion simple :

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

$$\mu_{bu} = \frac{323.89 \times 10^{-3}}{2.1 \times 0.35^2 \times 14.2} = 0.0886$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A ».

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont

pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0886}}{0.8} = 0.116$$

$$z = 0.35(1 - 0.4 \times 0.116) = 0.3337 \text{ m}$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z f_{st}}$$

$$A^{travée} = \frac{323.89 \times 10^{-3}}{0.3337 \times 348} = 27.88 \text{ cm}^2$$

On choisit en travée : $6HA25 = 27.88 \text{ cm}^2$

Ferraillage en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{424.16 \times 10^{-3}}{2.1 \times 0.35^2 \times 14.2} = 0.116$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.166}}{0.8} = 0.154$$

$$z = 0.35(1 - 0.4 \times 0.154) = 0.328 \text{ m}$$

$$A^{appuis} = \frac{424.16 \times 10^{-3}}{0.328 \times 348} = 37.11 \text{ cm}^2$$

On choisit en travée : $6HA25 + 3HA20 = 38.87 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{708.44 \cdot 10^{-3}}{0.45 \times 0.45} = 3.498 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 3) = 2.5 \text{MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 3.498 \text{MPa} > \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$; Donc on redimensionne la poutre, on doit augmenter la hauteur de la poutre de rigidité h

Soit $h = 60 \text{cm}$

Calcul des armatures en travée :

$$A^{\text{travée}} = 17.23 \text{cm}^2$$

On choisit : $4\text{HA}25 = 19.64 \text{cm}^2$

Calcul des armatures en appuis :

$$A^{\text{appuis}} = 22.70 \text{cm}^2$$

On choisit : $4\text{HA}25 + 2\text{HA}16 = 23.66 \text{cm}^2$

Calcul des espacements :

$$S_t = \min \left\{ \begin{array}{l} \min(0.9d; 40 \text{cm}) = 40 \text{cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{0.9} = 7.65 \text{MPa} \\ \frac{0.8 A_t \cdot f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 42.72 \text{MPa} \end{array} \right.$$

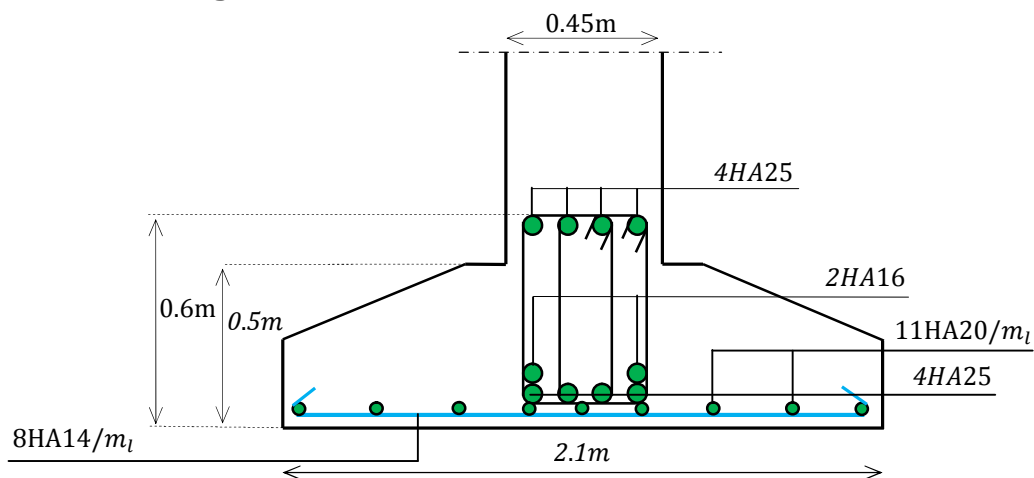
Schéma de ferrailage :

Figure (VI.16) : Schéma de ferrailage de la semelle et la poutre de rigidité.

VI.3. Etude des murs de soutènement adossé :

Dans notre cas il existe deux murs de soutènement de hauteur $12.72m$ et $7.20m$ successive, ces murs doivent satisfaire les exigences minimales du RPA99 suivantes :

- L'épaisseur minimale est de $15cm$.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens horizontal et vertical.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Les deux murs sont soumis à la poussée des terres et à la charge Q qui est due au poids de la structure transmise à la deuxième fondation.

VI.3.1. Mur de soutènement de 12.72m de hauteur:**VI.3.1.1. Détermination des contraintes :**

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est : $\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

Avec :

$$\sigma_V = \gamma_h \cdot h + Q$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{15}{2}\right) = 0.588$$

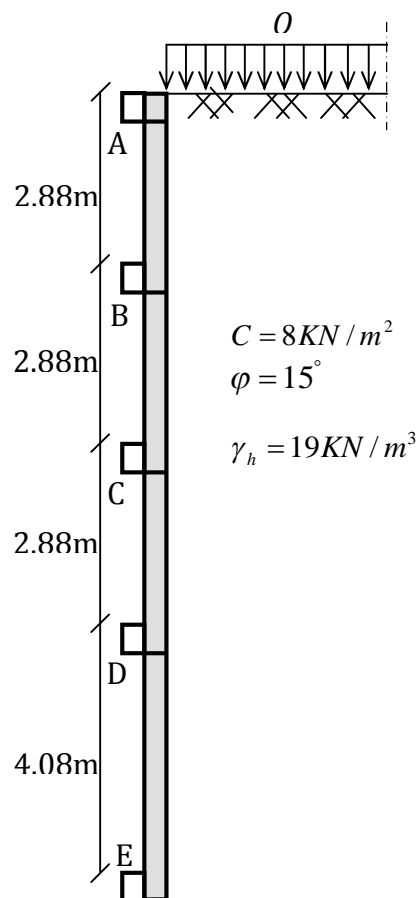


Figure (VI.17) : Schéma du mur de soutènement.

A ELU :

$$Q_u = 330.15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_H = K_a (1.35 \times \gamma_h \times h + Q_u)$$

Pour $h = 8.64\text{m}$: $\sigma_H = 324.438 \text{ KN} / \text{m}^2$

Pour $h = 12.72\text{m}$: $\sigma_H = 385.973 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 370.589 \text{ KN} / \text{m}^2$$

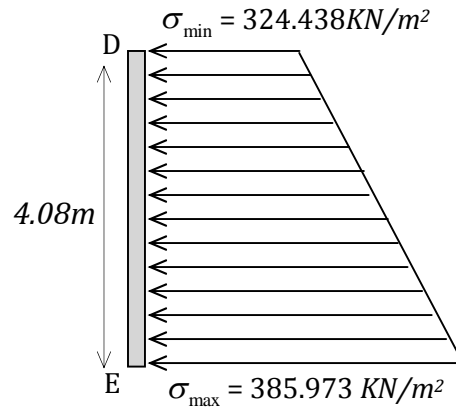


Figure (VI.18) Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU.

A ELS :

$$Q_s = 74.111 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_H = K_a (\gamma \times h + Q_s)$$

Pour $h = 8.64\text{m}$: $\sigma_H = 140.103 \text{ KN} / \text{m}^2$

Pour $h = 12.72\text{m}$: $\sigma_H = 185.685 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 174.289 \text{ KN} / \text{m}^2$$

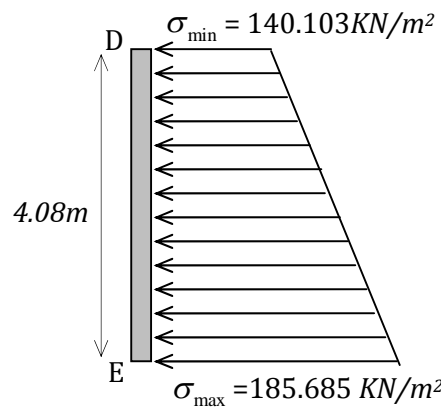


Figure (VI.19) Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS.

VI.3.1.2. Ferrailage du mur :

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus défavorable.

Le mur se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne σ_{moy} .

D'après l'RPA l'épaisseur du mur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On prend : $e = 20\text{cm}$.

$$l_x = 4.08 \text{ m.}$$

$$l_y = 4.50 \text{ m.}$$

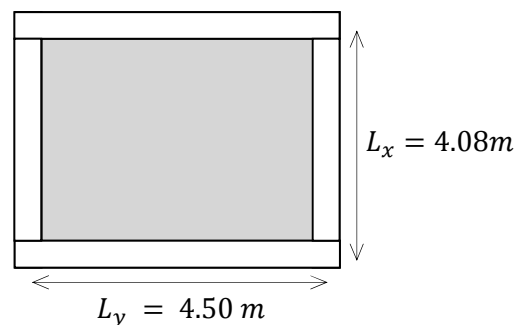


Figure (VI.20) : Le panneau le plus sollicité.

A. Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

▪ **A ELU : ($\nu = 0$)**

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 287.474 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 219.486 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 244.353 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 186.563 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_{0x} = -143.737 \text{ KN.m}$$

▪ **A ELS : ($\nu = 0.2$)**

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_u = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 155.799 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 130.168 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 132.429 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 110.684 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_{0x} = -77.899 \text{ KN.m}$$

B. Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0.30) \text{ m}^2$, et en respectant la condition de non fragilité suivante : Pour $e > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

$$\begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b.e \\ A_y^{Min} = \rho_0 b.e \end{cases} \quad \rho_0 = 0.0008 \quad (f_e = 400 \text{ MPa})$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.6) : Tableau du ferrailage du mur de soutènement.

| Localisation | | Moment (KN.m) | $A_{calculée}$ (cm ²) | A_{min} (cm ²) | $A_{adoptée}$ (cm ²) | Espacement (cm) |
|--------------|-----------|---------------|-----------------------------------|------------------------------|----------------------------------|-----------------|
| Sens xx | En travée | 244.353 | 33.66 | 2.532 | 11HA20=34.56 | 09.00 |
| | En appuis | 143.737 | 18.15 | | 10HA16=20.11 | 10.00 |
| Sens yy | En travée | 186.563 | 24.37 | 2.400 | 9HA20=28.27 | 11.00 |
| | En appuis | 143.737 | 18.15 | | 10HA16=20.11 | 10.00 |

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration nuisible.}$$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u \cdot l_y}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{379.589 \cdot 4.5}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0.89}{2}} = 577.041 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{577.041 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.25} = 2.308 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

C. Vérifications à l'ELS :

- **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.7) : Vérification des contraintes dans le béton.

| Localisation | | M_{ser} (KN.m) | A (cm ²) | Y (cm) | σ_{bc} (MPa) | Observation |
|--------------|-----------|---------------------|-------------------------|-----------|------------------------|-------------|
| Sens xx | En travée | 132.429 | 34.56 | 11.73 | 10.71 | Vérifiée |
| | En appuis | 77.899 | 20.11 | 09.63 | 07.42 | Vérifiée |
| Sens yy | En travée | 110.684 | 28.27 | 10.93 | 09.49 | Vérifiée |
| | En appuis | 77.899 | 20.11 | 09.63 | 07.42 | Vérifiée |

- **Les contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.8) : Vérification des contraintes dans l'acier.

| Localisation | | M_{ser} (KN.m) | A (cm ²) | Y (cm) | σ_s (MPa) | Observation |
|--------------|-----------|---------------------|-------------------------|-----------|---------------------|-------------|
| Sens xx | En travée | 132.429 | 34.56 | 11.73 | 181.686 | Vérifiée |
| | En appuis | 77.899 | 20.11 | 09.63 | 177.766 | Vérifiée |
| Sens yy | En travée | 110.684 | 28.27 | 10.93 | 183.254 | Vérifiée |
| | En appuis | 77.899 | 20.11 | 09.63 | 177.766 | Vérifiée |

▪ **Espacement des armatures :**

Conformément au *RPA* l'espacement doit vérifier la condition suivante :

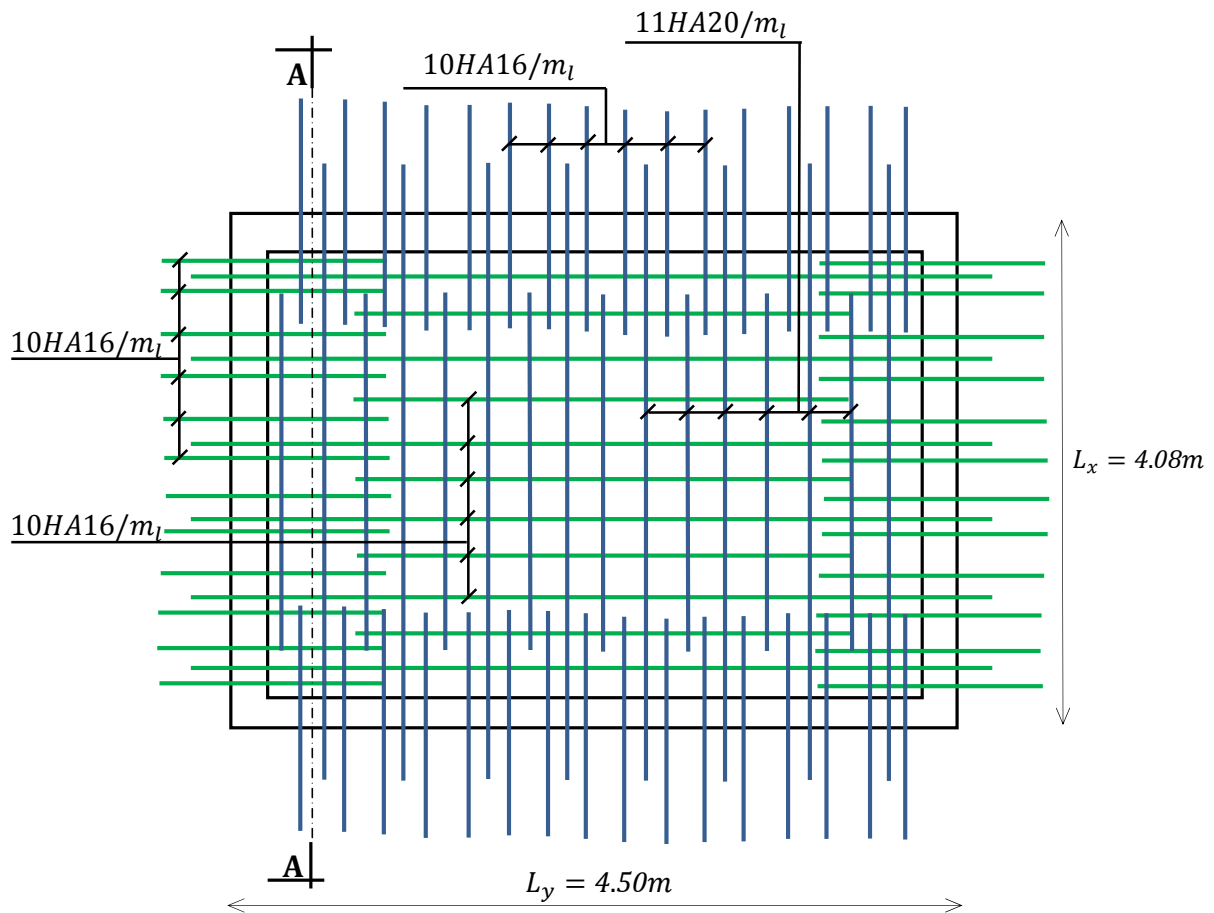
$$S_t \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}.$$

Pour notre cas, tous les espacements sont vérifiés.

D. Schéma de ferrailage du mur de soutènement adossé :

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Les deux nappes sont liées par quatre épingles / m^2 de diamètre $\phi 6$



Coupe A-A :

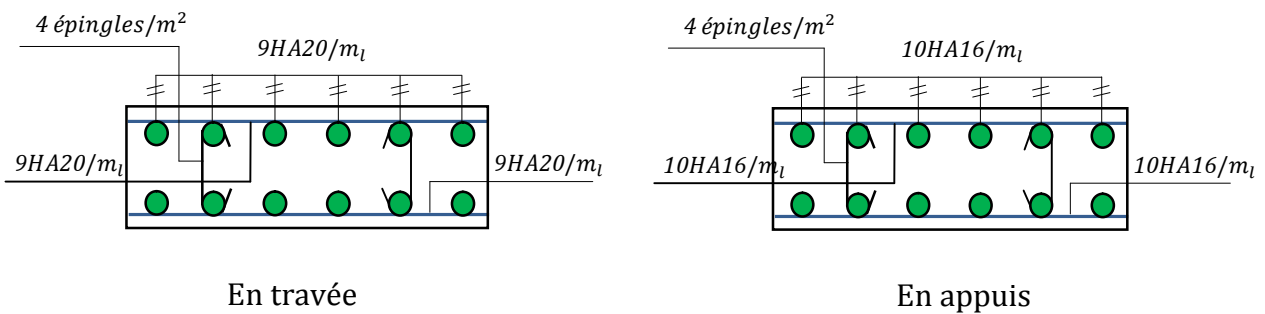


Figure (VI.21) : Schéma du ferrailage du mur adossé de 12.72m de hauteur.

VI.3.2. Mur de soutènement de 7.20m de hauteur:

VI.3.2.1. Détermination des contraintes :

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est : $\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

Avec :

$$\sigma_V = \gamma_h \cdot h + Q$$

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{15}{2}\right) = 0.588$$

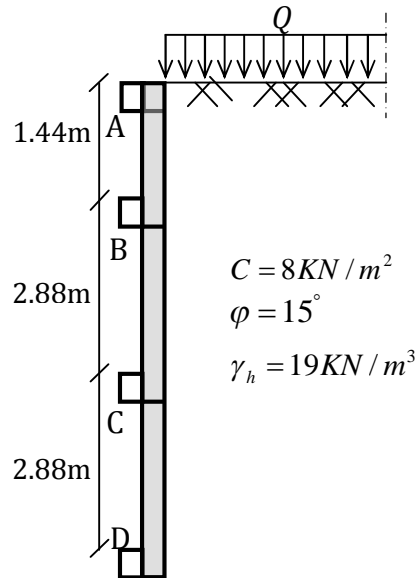


Figure (VI.22) : Schéma du mur de soutènement adossé.

A ELU : $Q_u = 242.841 \text{KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_H = K_a (1.35 \times \gamma_h \times h + Q_u)$$

Pour $h = 4.32\text{m}$: $\sigma_H = 207.945 \text{KN} / \text{m}^2$

Pour $h = 7.20\text{m}$: $\sigma_H = 251.382 \text{KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 240.523 \text{KN} / \text{m}^2$$

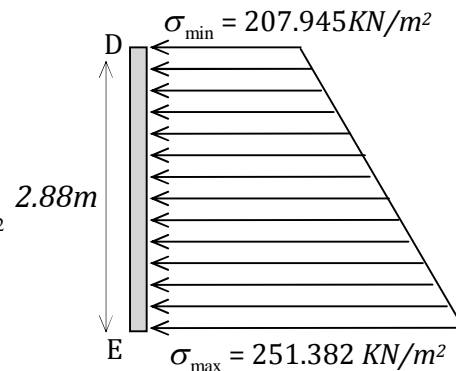


Figure (VI.23) Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU.

A ELS : $Q_s = 46.522 \text{KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_H = K_a (\gamma \times h + Q_s)$$

Pour $h = 4.32\text{m}$: $\sigma_H = 75.618 \text{KN} / \text{m}^2$

Pour $h = 7.20\text{m}$: $\sigma_H = 107.793 \text{KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 99.749 \text{KN} / \text{m}^2$$

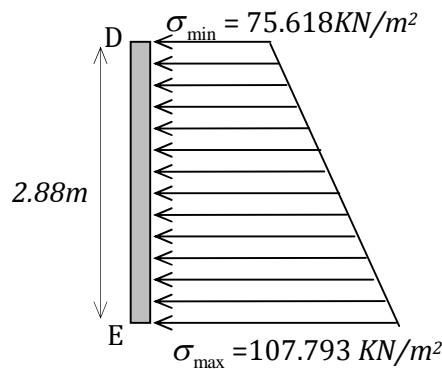


Figure (VI.24) Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS.

VI.3.2.2. Ferrailage du mur :

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus défavorable.

Le mur se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne σ_{moy} .

D'après l'RPA l'épaisseur du mur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On prend : $e = 30cm$.

$$l_x = 2.88 m.$$

$$l_y = 5.00 m.$$

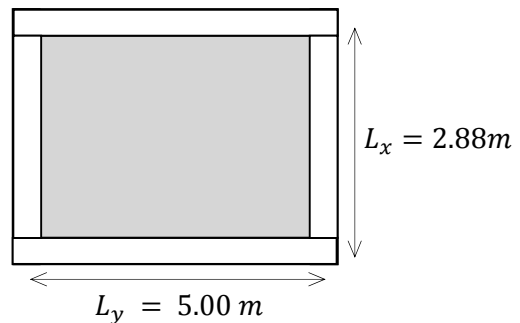


Figure (VI.25) : Le panneau le plus sollicité.

A. Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.57 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- **A ELU : ($\nu = 0$)**

$$\rho = 0.57 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0865 \\ \mu_y = 0.2582 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 172.567 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 44.557 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 146.682 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 37.873 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_{0x} = -86.283 \text{ KN.m}$$

- **A ELS : ($\nu = 0.2$)**

$$\rho = 0.57 \Rightarrow \begin{cases} \mu_u = 0.0910 \\ \mu_y = 0.4357 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 75.289 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 32.803 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 63.995 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 27.883 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_{0x} = -37.644 \text{ KN.m}$$

B. Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0.30)m^2$, et en respectant la condition de non fragilité suivante : Pour $e > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$

$$\begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b.e \\ A_y^{Min} = \rho_0 b.e \end{cases} \quad \rho_0 = 0.0008 (f_e = 400MPa)$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.9) : *Tableau du ferrailage du mur de soutènement.*

| Localisation | | Moment (KN.m) | $A_{calculée}$ (cm ²) | A_{min} (cm ²) | $A_{adoptée}$ (cm ²) | Espacement (cm) |
|--------------|-----------|---------------|-----------------------------------|------------------------------|----------------------------------|-----------------|
| Sens xx | En travée | 146.682 | 14.97 | 2.916 | 8HA16=16.08 | 12.50 |
| | En appuis | 086.283 | 08.57 | | 8HA14=12.32 | 12.50 |
| Sens yy | En travée | 037.873 | 03.68 | 2.400 | 6HA12=6.79 | 16.50 |
| | En appuis | 086.283 | 08.57 | | 6HA14=9.24 | 16.50 |

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = 2.5MPa \quad \text{Fissuration nuisible.}$$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u \cdot l_y}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{240.523 \cdot 5}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0.57}{2}} = 467.943KN$$

$$\tau = \frac{467.943 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.25} = 1.871MPa \leq \bar{\tau} = 2.5MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

C. Vérifications à l'ELS :

- **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau (VI.10) : Vérification des contraintes dans le béton.

| Localisation | | M_{ser} (KN.m) | A (cm ²) | Y (cm) | σ_{bc} (MPa) | Observation |
|--------------|-----------|---------------------|-------------------------|-----------|------------------------|-------------|
| Sens xx | En travée | 63.995 | 16.08 | 8.83 | 6.57 | Vérifiée |
| | En appuis | 37.644 | 12.32 | 7.94 | 4.24 | Vérifiée |
| Sens yy | En travée | 27.883 | 06.79 | 6.19 | 3.93 | Vérifiée |
| | En appuis | 37.644 | 09.24 | 7.05 | 4.71 | Vérifiée |

▪ **Les contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 201,6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessus.

Tableau (VI.11) : Vérification des contraintes dans l'acier.

| Localisation | | M_{ser} (KN.m) | A (cm ²) | Y (cm) | σ_s (MPa) | Observation |
|--------------|-----------|---------------------|-------------------------|-----------|---------------------|-------------|
| Sens xx | En travée | 63.995 | 16.08 | 8.83 | 180.456 | Vérifiée |
| | En appuis | 37.644 | 12.32 | 7.94 | 136.697 | Vérifiée |
| Sens yy | En travée | 27.883 | 06.79 | 6.19 | 179.035 | Vérifiée |
| | En appuis | 37.644 | 09.24 | 7.05 | 179.909 | Vérifiée |

▪ **Espacement des armatures :**

Conformément au RPA l'espacement doivent vérifier la condition suivante :

$$S_t \leq \min (3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm. Les espacements sont vérifiés.}$$

D. Schéma de ferrailage du mur de soutènement adossé :

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Les deux nappes sont liées par quatre épingles /m² de diamètre $\phi 6$

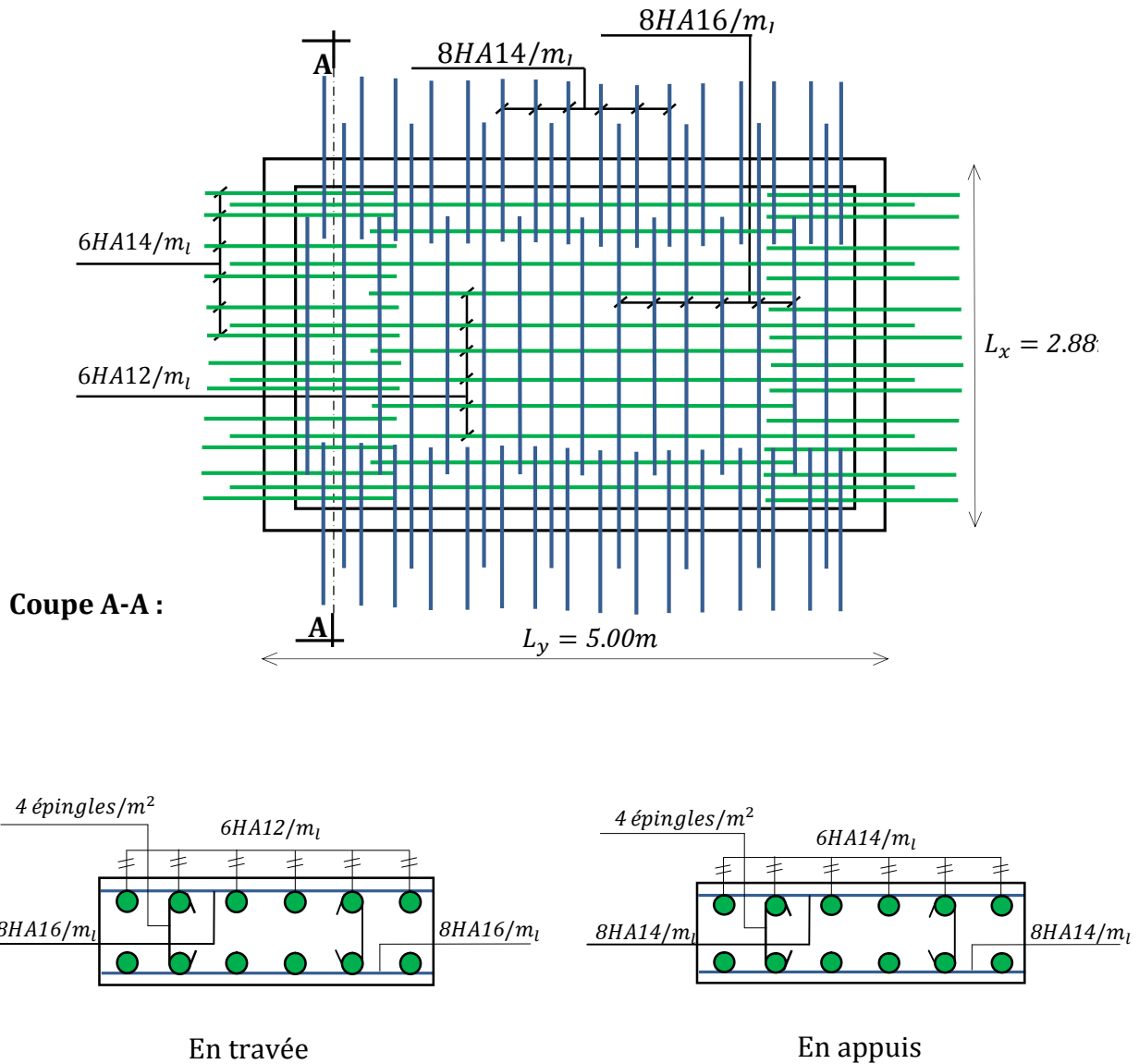


Figure (VI.26) : Schéma du ferrailage du mur adossé de 7.20m de hauteur.

Bibliographie

- Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48 « Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L. 91). Edition Eyrolles troisième tirage 1997.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (Code de Béton Armé C.B.A 93 Version 1993).
- DTR B.C.2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ». Edition 1989.
- Y. Cherait ; Calcul des ouvrage en béton armé (règles CBA 93 RPA 99 Version 2003). Edition 2004.
- M. Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ».Edition 1996.
- Règles de calcul des fondations superficielles (DTR B.C.2.331).

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

| $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ | ELU $v = 0$ | | ELS $v = 0.2$ | | $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ | ELU $v = 0$ | | ELS $v = 0.2$ | |
|----------------------------|-------------|---------|---------------|---------|----------------------------|-------------|---------|---------------|---------|
| | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y | | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y |
| 0.40 | 0.1101 | 0.2500 | 0.1121 | 0.2854 | 0.71 | 0.0671 | 0.4471 | 0.0731 | 0.5940 |
| 0.41 | 0.1088 | 0.2500 | 0.1110 | 0.2924 | 0.72 | 0.0658 | 0.4624 | 0.0719 | 0.6063 |
| 0.42 | 0.1075 | 0.2500 | 0.1098 | 0.3000 | 0.73 | 0.0646 | 0.4780 | 0.0708 | 0.6188 |
| 0.43 | 0.1062 | 0.2500 | 0.1087 | 0.3077 | 0.74 | 0.0633 | 0.4938 | 0.0696 | 0.6315 |
| 0.44 | 0.1049 | 0.2500 | 0.1075 | 0.3155 | 0.75 | 0.0621 | 0.5105 | 0.0684 | 0.6647 |
| 0.45 | 0.1036 | 0.2500 | 0.1063 | 0.3234 | 0.76 | 0.0608 | 0.5274 | 0.0672 | 0.6580 |
| 0.46 | 0.1022 | 0.2500 | 0.1051 | 0.3319 | 0.77 | 0.0596 | 0.5440 | 0.0661 | 0.6710 |
| 0.47 | 0.1008 | 0.2500 | 0.1038 | 0.3402 | 0.78 | 0.0584 | 0.5608 | 0.0650 | 0.6841 |
| 0.48 | 0.0994 | 0.2500 | 0.1026 | 0.3491 | 0.79 | 0.0573 | 0.5786 | 0.0639 | 0.6978 |
| 0.49 | 0.0980 | 0.2500 | 0.1013 | 0.3580 | 0.80 | 0.0561 | 0.5959 | 0.0628 | 0.7111 |
| 0.50 | 0.0966 | 0.2500 | 0.1000 | 0.3671 | 0.81 | 0.0550 | 0.6135 | 0.0617 | 0.7246 |
| 0.51 | 0.0951 | 0.2500 | 0.0987 | 0.3758 | 0.82 | 0.0539 | 0.6313 | 0.0607 | 0.7381 |
| 0.52 | 0.0937 | 0.2500 | 0.0974 | 0.3853 | 0.83 | 0.0528 | 0.6494 | 0.0596 | 0.7518 |
| 0.53 | 0.0922 | 0.2500 | 0.0961 | 0.3949 | 0.84 | 0.0517 | 0.6678 | 0.0586 | 0.7655 |
| 0.54 | 0.0908 | 0.2500 | 0.0948 | 0.4050 | 0.85 | 0.0506 | 0.6864 | 0.0576 | 0.7794 |
| 0.55 | 0.0894 | 0.2500 | 0.0936 | 0.4150 | 0.86 | 0.0496 | 0.7052 | 0.0566 | 0.7933 |
| 0.56 | 0.0880 | 0.2500 | 0.0923 | 0.4254 | 0.87 | 0.0486 | 0.7244 | 0.0556 | 0.8074 |
| 0.57 | 0.0865 | 0.2582 | 0.0910 | 0.4357 | 0.88 | 0.0476 | 0.7438 | 0.0546 | 0.8216 |
| 0.58 | 0.0851 | 0.2703 | 0.0897 | 0.4462 | 0.89 | 0.0466 | 0.7635 | 0.0537 | 0.8358 |
| 0.59 | 0.0836 | 0.2822 | 0.0884 | 0.4565 | 0.90 | 0.0456 | 0.7834 | 0.0528 | 0.8502 |
| 0.60 | 0.0822 | 0.2948 | 0.0870 | 0.4672 | 0.91 | 0.0447 | 0.8036 | 0.0518 | 0.8646 |
| 0.61 | 0.0808 | 0.3075 | 0.0857 | 0.4781 | 0.92 | 0.0437 | 0.8251 | 0.0509 | 0.8799 |
| 0.62 | 0.0794 | 0.3205 | 0.0844 | 0.4892 | 0.93 | 0.0428 | 0.8450 | 0.0500 | 0.8939 |
| 0.63 | 0.0779 | 0.3338 | 0.0831 | 0.5004 | 0.94 | 0.0419 | 0.8661 | 0.0491 | 0.9087 |
| 0.64 | 0.0765 | 0.3472 | 0.0819 | 0.5117 | 0.95 | 0.0410 | 0.8875 | 0.0483 | 0.9236 |
| 0.65 | 0.0751 | 0.3613 | 0.0805 | 0.5235 | 0.96 | 0.0401 | 0.9092 | 0.0474 | 0.9385 |
| 0.66 | 0.0737 | 0.3753 | 0.0792 | 0.5351 | 0.97 | 0.0392 | 0.9322 | 0.0465 | 0.9543 |
| 0.67 | 0.0723 | 0.3895 | 0.0780 | 0.5469 | 0.98 | 0.0384 | 0.9545 | 0.0457 | 0.9694 |
| 0.68 | 0.0710 | 0.4034 | 0.0767 | 0.5584 | 0.99 | 0.0376 | 0.9771 | 0.0449 | 0.9847 |
| 0.69 | 0.0697 | 0.4181 | 0.0755 | 0.5704 | 1.00 | 0.0368 | 1.0000 | 0.0441 | 1.0000 |
| 0.70 | 0.0684 | 0.4320 | 0.0743 | 0.5817 | | | | | |

Avec : $\alpha = \rho$

Valeurs de β_1 , k et ρ_1 en fonction de μ_1

| μ_1 | β_1 | k | ρ_1 | μ_1 | β_1 | k | ρ_1 | μ_1 | β_1 | k | ρ_1 |
|---------|-----------|-------|----------|---------|-----------|-------|----------|---------|-----------|-------|----------|
| 0,5222 | 0,680 | 1,600 | 76,80 | 0,0394 | 0,770 | 0,148 | 5,12 | 0,0087 | 0,860 | 0,048 | 1,01 |
| 0,4498 | 0,682 | 1,382 | 65,95 | 0,0381 | 0,772 | 0,144 | 4,93 | 0,0084 | 0,862 | 0,047 | 0,97 |
| 0,3940 | 0,684 | 1,215 | 57,61 | 0,0368 | 0,774 | 0,140 | 4,76 | 0,0081 | 0,864 | 0,046 | 0,94 |
| 0,3498 | 0,686 | 1,082 | 51,00 | 0,0356 | 0,776 | 0,137 | 4,59 | 0,0078 | 0,866 | 0,045 | 0,90 |
| 0,3139 | 0,688 | 0,975 | 45,63 | 0,0344 | 0,778 | 0,133 | 4,43 | 0,0075 | 0,868 | 0,044 | 0,87 |
| 0,2842 | 0,690 | 0,886 | 41,19 | 0,0333 | 0,780 | 0,129 | 4,27 | 0,0072 | 0,870 | 0,043 | 0,83 |
| 0,2591 | 0,692 | 0,812 | 37,45 | 0,0322 | 0,782 | 0,126 | 4,12 | 0,0070 | 0,872 | 0,042 | 0,80 |
| 0,2377 | 0,694 | 0,746 | 34,26 | 0,0312 | 0,784 | 0,123 | 3,98 | 0,0067 | 0,874 | 0,041 | 0,77 |
| 0,2193 | 0,696 | 0,691 | 31,51 | 0,0302 | 0,786 | 0,120 | 3,84 | 0,0064 | 0,876 | 0,039 | 0,73 |
| 0,2032 | 0,698 | 0,642 | 29,11 | 0,0292 | 0,788 | 0,117 | 3,70 | 0,0061 | 0,878 | 0,038 | 0,70 |
| 0,1890 | 0,700 | 0,600 | 27,00 | 0,0282 | 0,790 | 0,114 | 3,58 | 0,0059 | 0,880 | 0,037 | 0,67 |
| 0,1764 | 0,702 | 0,562 | 25,13 | 0,0273 | 0,792 | 0,111 | 3,45 | 0,0057 | 0,882 | 0,037 | 0,65 |
| 0,1652 | 0,704 | 0,528 | 23,47 | 0,0265 | 0,794 | 0,108 | 3,33 | 0,0055 | 0,884 | 0,036 | 0,62 |
| 0,1551 | 0,706 | 0,498 | 21,97 | 0,0256 | 0,796 | 0,105 | 3,22 | 0,0052 | 0,886 | 0,035 | 0,59 |
| 0,1460 | 0,708 | 0,472 | 20,63 | 0,0248 | 0,798 | 0,103 | 3,11 | 0,0050 | 0,888 | 0,034 | 0,57 |
| 0,1378 | 0,710 | 0,446 | 19,41 | 0,0240 | 0,800 | 0,100 | 3,00 | 0,0048 | 0,890 | 0,033 | 0,54 |
| 0,1303 | 0,712 | 0,423 | 18,30 | 0,0232 | 0,802 | 0,097 | 2,90 | 0,0046 | 0,892 | 0,032 | 0,52 |
| 0,1233 | 0,714 | 0,403 | 17,28 | 0,0225 | 0,804 | 0,095 | 2,80 | 0,0044 | 0,894 | 0,031 | 0,49 |
| 0,1170 | 0,716 | 0,384 | 16,35 | 0,0218 | 0,806 | 0,093 | 2,70 | 0,0042 | 0,896 | 0,030 | 0,47 |
| 0,1112 | 0,718 | 0,366 | 15,49 | 0,0211 | 0,808 | 0,091 | 2,61 | 0,0040 | 0,898 | 0,029 | 0,45 |
| 0,1058 | 0,720 | 0,350 | 14,70 | 0,0204 | 0,810 | 0,088 | 2,52 | 0,0038 | 0,900 | 0,029 | 0,43 |
| 0,1008 | 0,722 | 0,335 | 13,97 | 0,0197 | 0,812 | 0,086 | 2,43 | 0,0034 | 0,905 | 0,027 | 0,38 |
| 0,0962 | 0,724 | 0,321 | 13,29 | 0,0191 | 0,814 | 0,084 | 2,35 | 0,0030 | 0,910 | 0,025 | 0,33 |
| 0,0919 | 0,726 | 0,308 | 12,65 | 0,0185 | 0,816 | 0,082 | 2,27 | 0,0026 | 0,915 | 0,023 | 0,29 |
| 0,0878 | 0,728 | 0,296 | 12,06 | 0,0179 | 0,818 | 0,080 | 2,19 | 0,0023 | 0,920 | 0,021 | 0,25 |
| 0,0840 | 0,730 | 0,284 | 11,51 | 0,0173 | 0,820 | 0,078 | 2,11 | 0,0020 | 0,925 | 0,019 | 0,22 |
| 0,0805 | 0,732 | 0,273 | 10,99 | 0,0168 | 0,822 | 0,076 | 2,04 | 0,0017 | 0,930 | 0,018 | 0,19 |
| 0,0771 | 0,734 | 0,263 | 10,51 | 0,0162 | 0,824 | 0,075 | 1,97 | 0,0015 | 0,935 | 0,016 | 0,16 |
| 0,0740 | 0,736 | 0,254 | 10,05 | 0,0157 | 0,826 | 0,073 | 1,90 | 0,0012 | 0,940 | 0,015 | 0,13 |
| 0,0710 | 0,738 | 0,245 | 9,62 | 0,0152 | 0,828 | 0,071 | 1,83 | 0,0010 | 0,945 | 0,013 | 0,11 |
| 0,0682 | 0,740 | 0,236 | 9,22 | 0,0147 | 0,830 | 0,069 | 1,77 | 0,0008 | 0,950 | 0,012 | 0,09 |
| 0,0656 | 0,742 | 0,228 | 8,84 | 0,0142 | 0,832 | 0,068 | 1,71 | 0,0007 | 0,955 | 0,010 | 0,07 |
| 0,0630 | 0,744 | 0,221 | 8,47 | 0,0137 | 0,834 | 0,066 | 1,65 | 0,0005 | 0,960 | 0,009 | 0,05 |
| 0,0606 | 0,746 | 0,214 | 8,13 | 0,0133 | 0,836 | 0,065 | 1,59 | 0,0004 | 0,965 | 0,008 | 0,04 |
| 0,0584 | 0,748 | 0,207 | 7,81 | 0,0128 | 0,838 | 0,063 | 1,53 | 0,0003 | 0,970 | 0,007 | 0,03 |
| 0,0562 | 0,750 | 0,200 | 7,50 | 0,0124 | 0,840 | 0,062 | 1,48 | 0,0002 | 0,975 | 0,005 | 0,02 |
| 0,0542 | 0,752 | 0,194 | 7,21 | 0,0120 | 0,842 | 0,060 | 1,42 | 0,0001 | 0,980 | 0,004 | 0,01 |
| 0,0522 | 0,754 | 0,188 | 6,93 | 0,0116 | 0,844 | 0,059 | 1,37 | 0,0000 | 0,990 | 0,002 | 0,00 |
| 0,0504 | 0,756 | 0,182 | 6,66 | 0,0112 | 0,846 | 0,057 | 1,32 | | | | |
| 0,0486 | 0,758 | 0,177 | 6,41 | 0,0108 | 0,848 | 0,056 | 1,27 | | | | |
| 0,0469 | 0,760 | 0,171 | 6,17 | 0,0104 | 0,850 | 0,055 | 1,23 | | | | |
| 0,0453 | 0,762 | 0,166 | 5,94 | 0,0101 | 0,852 | 0,053 | 1,18 | | | | |
| 0,0437 | 0,764 | 0,161 | 5,72 | 0,0097 | 0,854 | 0,052 | 1,14 | | | | |
| 0,0422 | 0,766 | 0,157 | 5,51 | 0,0094 | 0,856 | 0,051 | 1,10 | | | | |
| 0,0408 | 0,768 | 0,153 | 5,31 | 0,0090 | 0,858 | 0,049 | 1,05 | | | | |

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

| Charge nominale en kg | Vitesse nominale en m/s | Entrain. (1) | Nombre niveaux max | Course max en m | Dimensions de cabine | Passage libre de port | Dimensions de gare | Profondeur de cuvette | | |
|------------------------|-------------------------|--------------|--------------------|-----------------|----------------------|-----------------------|--------------------|-----------------------|-----|--|
| | | | | | BK x TK x HK | BT x HT | BS x TS | (2) HSG | | |
| 630 8 pers | 1,00 | 2 v | 12 | 32 | 110 x 140 x 220 | 80 x 200 | 180 x 210 | 135 | 140 | |
| | | Dy S | 12 | 32 | 110 x 140 x 220 | 80 x 200 | 180 x 210 | 135 | 140 | |
| | | ACVF | 12 | 32 | 110 x 140 x 220 | 80 x 200 | 180 x 210 | 135 | 140 | |
| | 1,50 | Dy S | 18 | 50 | 110 x 140 x 220 | 80 x 200 | 180 x 210 | 150 | 160 | |
| | | ACVF | 18 | 50 | 110 x 140 x 220 | 80 x 200 | 180 x 210 | 150 | 160 | |
| | | | | | | | | | | |
| 1000 13 pers | 1,00 | 2 v | 12 | 32 | 160 x 140 x 230 | 110 x 210 | 240 x 230 | 140 | 140 | |
| | | Dy S | 12 | 32 | 160 x 140 x 230 | 110 x 210 | 240 x 230 | 140 | 140 | |
| | | ACVF | 12 | 32 | 160 x 140 x 230 | 110 x 210 | 240 x 230 | 140 | 140 | |
| | 1,50 | Dy S | 18 | 50 | 160 x 140 x 230 | 110 x 210 | 240 x 230 | 155 | 160 | |
| | | ACVF | 18 | 50 | 160 x 140 x 230 | 110 x 210 | 240 x 230 | 155 | 160 | |
| | 2,50 | Dy MV | 28 | 80 | 160 x 140 x 230 | 110 x 210 | 240 x 230 | 180 | 220 | |
| | | TD 2 | 31 | 80 | 160 x 140 x 230 | 110 x 210 | 240 x 230 | 180 | 220 | |
| | | TD 2 | 31 | 80 | 160 x 140 x 230 | 110 x 210 | 240 x 230 | 180 | 220 | |
| | 4,00 | TD 2 | 31 | 80 | 160 x 140 x 230 | 110 x 210 | 240 x 230 | 180 | 220 | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| 1250 16 pers | 1,00 | Dy S | 12 | 32 | 195 x 140 x 230 | 110 x 210 | 260 x 230 | 140 | 160 | |
| | | ACVF | 12 | 32 | 195 x 140 x 230 | 110 x 210 | 260 x 230 | 140 | 160 | |
| | | Dy S | 18 | 50 | 195 x 140 x 230 | 110 x 210 | 260 x 230 | 155 | 160 | |
| | 1,50 | ACVF | 18 | 50 | 195 x 140 x 230 | 110 x 210 | 260 x 230 | 155 | 160 | |
| | | | | | | | | | | |
| | 2,50 | Dy MV | 28 | 80 | 195 x 140 x 230 | 110 x 210 | 260 x 230 | 180 | 220 | |
| TD 2 | | 31 | 80 | 195 x 140 x 230 | 110 x 210 | 260 x 230 | 180 | 220 | | |
| TD 2 | | 31 | 80 | 195 x 140 x 230 | 110 x 210 | 260 x 230 | 180 | 220 | | |
| 4,00 | TD 2 | 31 | 80 | 195 x 140 x 230 | 110 x 210 | 260 x 230 | 180 | 220 | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| 1600 21 pers | 1,00 | Dy S | 12 | 32 | 195 x 175 x 230 | 110 x 210 | 260 x 260 | 140 | 160 | |
| | | ACVF | 12 | 32 | 195 x 175 x 230 | 110 x 210 | 260 x 260 | 140 | 160 | |
| | | Dy S | 18 | 50 | 195 x 175 x 230 | 110 x 210 | 260 x 260 | 155 | 160 | |
| | 1,50 | ACVF | 18 | 50 | 195 x 175 x 230 | 110 x 210 | 260 x 260 | 155 | 160 | |
| | | | | | | | | | | |
| | 2,50 | Dy MV | 28 | 80 | 195 x 175 x 230 | 110 x 210 | 260 x 260 | 180 | 220 | |
| TD 2 | | 31 | 80 | 195 x 175 x 230 | 110 x 210 | 260 x 260 | 180 | 220 | | |
| TD 2 | | 31 | 80 | 195 x 175 x 230 | 110 x 210 | 260 x 260 | 180 | 220 | | |
| 4,00 | TD 2 | 31 | 80 | 195 x 175 x 230 | 110 x 210 | 260 x 260 | 180 | 220 | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| 5,00 | TD 2 | 31 | 80 | 195 x 175 x 230 | 110 x 210 | 260 x 260 | 180 | 220 | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |

Notes: Tous les cas sont exprimés en centimètres sauf indication contraire. (1) Entrainement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dérivation S à traction continue de vitesse. (2) Les profondeurs de cuvette et les hauteurs de dalle sont indiquées suivant le NF EN 81-11. (3) La puissance est calculée suivant la norme C15-100 et C15-105. (4) ACVF = Ascenseur à commande de fréquence. (5) Dy S = Dérivation S à traction continue de vitesse. (6) TD 2 = Transdynamique (à traction sans frein).

Caractéristiques générales

Installation : en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31

Nombre de faces de service : simple accès

Distance mini entre niveaux : 255 cm

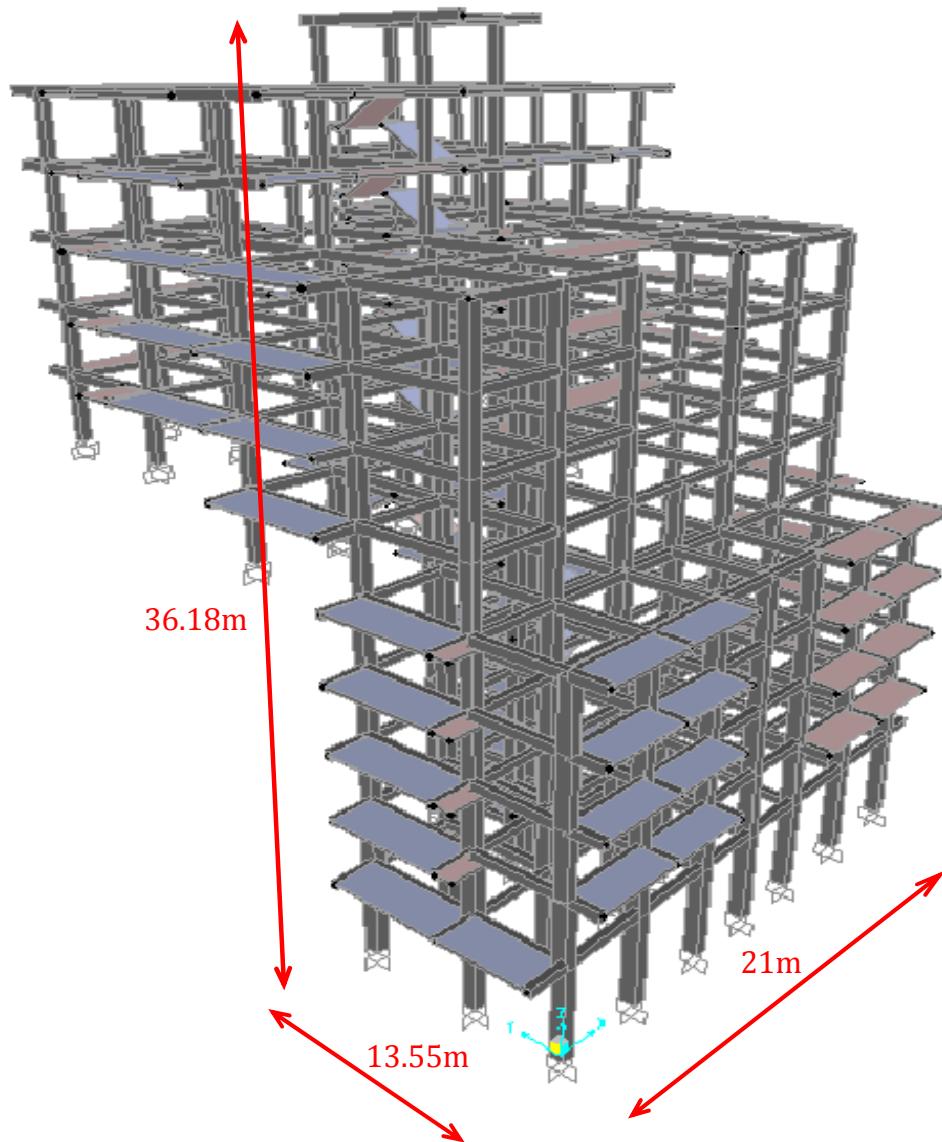
Alimentation : collective résucente, sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense

Portes automatiques

| Hauteur sous dalle (2) HSK | Dimensions mini (EN 91-1) local des machines | | | Passage libre | Intensité pour 50 Hz en Ampère | | | | Puissance absorbée (1) en kW | Réaction maxi en daN | | | |
|----------------------------|--|-----|-----|---------------|--------------------------------|-----|-----------|----|------------------------------|----------------------|-------|-------|------|
| | BO | TO | HO | | TRI 220 V | | TRI 380 V | | | FC | DM | PM | |
| 355 | 380 | 180 | 360 | 200 | 120 x 100 | 36 | 94 | 21 | 54 | 26 | 10200 | 8200 | 1500 |
| 355 | 380 | 180 | 360 | 200 | 120 x 100 | 37 | 87 | 21 | 50 | 25 | 10200 | 8200 | 1500 |
| 355 | 380 | 180 | 420 | 200 | 120 x 100 | 28 | 70 | 16 | 40 | 19 | 10200 | 8200 | 1500 |
| 365 | 400 | 180 | 400 | 200 | 140 x 100 | 42 | 99 | 24 | 57 | 28 | 14500 | 5100 | 1500 |
| 365 | 400 | 180 | 420 | 200 | 120 x 100 | 36 | 90 | 21 | 53 | 26 | 14500 | 5100 | 1500 |
| 365 | 420 | 240 | 390 | 200 | 140 x 100 | 54 | 179 | 31 | 104 | 43 | 25000 | 8400 | 1500 |
| 365 | 420 | 240 | 400 | 200 | 120 x 100 | 49 | 117 | 28 | 87 | 33 | 25000 | 8400 | 1500 |
| 365 | 420 | 240 | 440 | 200 | 120 x 100 | 31 | 78 | 18 | 45 | 22 | 25000 | 8400 | 1500 |
| 375 | 420 | 240 | 400 | 200 | 140 x 100 | 59 | 142 | 34 | 82 | 40 | 25500 | 9000 | 1500 |
| 375 | 420 | 240 | 440 | 200 | 140 x 100 | 49 | 123 | 29 | 73 | 36 | 25500 | 9000 | 1500 |
| 435 | 520 | 240 | 460 | 210 | 180 x 100 | 123 | 391 | 71 | 226 | 96 | 27000 | 10500 | 2000 |
| 465 | 520 | 240 | 460 | 220 | 150 x 100 | □ | □ | □ | □ | □ | 28000 | 11000 | 2000 |
| 490 | 520 | 240 | 500 | 240 | 140 x 120 | □ | □ | □ | □ | □ | 30000 | 12500 | 3000 |
| 400 | 440 | 260 | 400 | 200 | 140 x 100 | 59 | 142 | 34 | 82 | 40 | 29000 | 3900 | 1500 |
| 400 | 440 | 260 | 400 | 200 | 120 x 100 | 49 | 123 | 29 | 73 | 36 | 29000 | 3900 | 1500 |
| 410 | 440 | 260 | 400 | 200 | 160 x 100 | □ | □ | □ | □ | □ | 29000 | 3900 | 1500 |
| 410 | 440 | 260 | 400 | 200 | 140 x 100 | 59 | 148 | 34 | 85 | 41 | 30000 | 11000 | 1500 |
| 435 | 540 | 260 | 480 | 220 | 200 x 120 | 141 | 451 | 92 | 262 | 111 | 31000 | 12000 | 2000 |
| 465 | 540 | 260 | 460 | 220 | 150 x 120 | □ | □ | □ | □ | □ | 31000 | 12000 | 2000 |
| 530 | 540 | 260 | 500 | 240 | 160 x 120 | □ | □ | □ | □ | □ | 32000 | 12500 | 2500 |
| 400 | 440 | 260 | 430 | 200 | 140 x 100 | 59 | 142 | 34 | 82 | 40 | 33500 | 14000 | 3000 |
| 400 | 440 | 280 | 430 | 200 | 120 x 100 | 49 | 123 | 29 | 73 | 36 | 33000 | 11000 | 1500 |
| 410 | 440 | 260 | 430 | 200 | 170 x 100 | □ | □ | □ | □ | □ | 33000 | 11000 | 1500 |
| 410 | 440 | 260 | 430 | 200 | 140 x 100 | 65 | 165 | 38 | 95 | 46 | 33500 | 12500 | 1500 |
| 460 | 540 | 260 | 520 | 210 | 210 x 120 | 166 | 530 | 96 | 307 | 130 | 33500 | 12500 | 1500 |
| 470 | 540 | 260 | 520 | 220 | 150 x 120 | □ | □ | □ | □ | □ | 36000 | 13500 | 2500 |
| 540 | 540 | 260 | 520 | 240 | 200 x 120 | □ | □ | □ | □ | □ | 36000 | 14000 | 3000 |
| 590 | 540 | 260 | 520 | 280 | 230 x 140 | □ | □ | □ | □ | □ | 38000 | 18000 | 5000 |
| 590 | 540 | 260 | 520 | 280 | 230 x 140 | □ | □ | □ | □ | □ | 38000 | 19500 | 7000 |

□ : n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le cadre d'un document général. S'adresser d'urgence à nos bureaux techniques. Il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider national.

Symbole attribué par le Comité National de Lutte contre le Handicap (C.N.H.) - Association Française des Paralysés (A.F.P.) - Fédération Française des Handicapés (F.F.H.) - Les appareils sont conçus en conformité avec la Norme NF P 91-201 et les besoins des handicapés circulant en fauteuil roulant.



Introduction générale

CHAPITRE I

Généralités

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments

CHAPITRE III

Etude des éléments secondaires

CHAPITRE IV

Etude dynamique

CHAPITRE V

Etude des éléments structuraux

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

Conclusion générale

Annexes

Résumé

L'étude des structures est une étape obligatoire, son but est de présenter :

1. Une sécurité vis-à-vis de la ruine.
2. Une économie acceptable.
3. Assurer la durabilité et le confort de l'ouvrage.

Notre travail sera porté sur l'étude d'une structure bi-fonctionnelle à usage d'habitation et commerce, qui va être implanté à AKBOU, c'est une région de Béjaia de zone de sismicité moyenne, le terrain à construire présente une capacité portante de 1.6bars, se terrain sera classé comme ferme d'après le rapport de sol.

La structure présente des difficultés de calcul vue son irrégularité en plan et en élévation, on va utiliser les règlements de calculs des structures qui seront présentés à la bibliographie. Et pour mener à bien notre travail nous avons élaboré le plan de travail suivant :

Chapitre I : Porté sur les généralités.

Chapitre II : Porté sur le pré-dimensionnement.

Chapitre III : Porté sur l'étude des éléments secondaires.

Chapitre IV : Porté sur l'étude dynamique.

Chapitre V : Porté sur l'étude des éléments structuraux.

Chapitre VI : Porté sur l'étude de l'infrastructure.