

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

*Université Abderrahmane Mira de Bejaia*  
*Faculté De Technologie*  
*Département De Génie Civil*



# Mémoire

En vue de l'obtention du diplôme de  
**Master en Génie Civil**  
Option : *Matériaux et Structures*

## *Thème*

**Etude d'un Bâtiment R+10+3 entres-sol à usage  
d'habitation contreventé par  
un système mixte (voiles-portiques)  
en béton armé**

*Présenté par :*

M<sup>elle</sup> KHALDI Loubna

M<sup>elle</sup> KHALED Fairouz

M<sup>elle</sup> LALAOUI Ourida

*Devant le jury :*

**Président :** Mr N.CHELOUAH

**Promotrice:** M<sup>me</sup> S.ATTIL

**Co-promoteur:** Mr S.DJABALLAH

**Examineur:** Mr M.BOUZROURA

*Année universitaire : 2012/2013*

*Tout d'abord, nous remercions Dieu, le Généreux qui a enseigné à l'Homme ce qu'il ne savait pas et aussi de nous avoir donné la force afin d'accomplir ce modeste travail.*

*A Monsieur le président de jury N.CHELOUAH, qu'il trouve ici le témoignage de nos vifs remerciements pour l'honneur qu'il nous a fait en acceptant d'apporter son jugement sur ce travail.*

*On adresse notre profonde reconnaissance à Madame S.ATIL, qu'elle trouve ici l'expression de notre gratitude et nos sincères remerciements d'avoir accepté de nous encadrer, ainsi que pour l'aide qu'elle nous a apportée afin de réaliser ce travail.*

*A monsieur M.BOUZROUA qui a accepté d'examiner ce travail, c'est un honneur pour nous de le voir siéger parmi les membres de jury de ce mémoire. Vous nous avez tant aidés.*

*Un remerciement spécial et sincère à S.DJABALLAH qui, sans sa collaboration et son aide illimité, on n'aura pu surmonter bon nombre de difficultés dans notre travail, il a su nous prodiguer à tout instant, conseil et encouragement.*

*Un grand merci à Monsieur K.MAZAOUR et Z.GANI et son ingénieur pour leur sympathie inépuisable et leur sens de collaboration.*

*Sans oublier bien sûr notre très chère amie.*

*Nos remerciements les plus sincères à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Je dédie ce présent et modeste travail :*

*À mes très chers parents*

*Ceux qui m'ont tout donné sans rien au retour; Tant d'affection et d'amour ;  
Ce n'est que grâce à leur soutien que ce travail a vu le jour ;  
Que Dieu vous protège et vous accorde une longue vie pleine de santé et de bonheur*

*À mes adorables frères et sœurs*

*Yacine, Lotfi, Malika, Souad et Lydia*

*À mes beaux frères*

*Abdelhamid et Nacer*

*À toute ma grande famille*

*Cousins, cousines, oncles, tantes ainsi que ma grand-mère*

*À tout mes chers amis (es)*

*En particulier Fairouz, Ourida, Katia, Nassima, et Nawel*

*À toute la promotion Génie Civil 2012/2013*

*À toute personne cher*

*Loubna*

*Je dédie ce présent et modeste travail :*

***A mes très chers parents***

*Ceux qui m'ont tout donné sans rien au retour; Tant d'affection et d'amour ;  
Ce n'est que grâce à leur soutien que ce travail a vu le jour ;*

*Que Dieu vous protège et vous accorde une longue vie pleine de santé et de bonheur*

***A mes adorables frères et sœurs***

*Zahir, Hafid, Souad , Nassima et Warda*

*A mon beau-frère Mohamed*

***A toute ma grande famille***

*cousins, cousines, oncles, tentes ainsi que ma grand-mère*

***A tout mes chers amis (es)***

*En particulier Loubna , Ourida , Katia, Louiza, Fouzia et Aziza*

*A toute la promotion Génie Civil 2012/2013*

*A toute personne cher*

**Fairouz**

*Je dédie ce présent et modeste travail :*

***À mes très chers parents***

*Ceux qui m'ont tout donné sans rien au retour; Tant d'affection et d'amour ;  
Ce n'est que grâce à leur soutien que ce travail a vu le jour ;*

*Que Dieu vous protège et vous accorde une longue vie pleine de santé et de bonheur*

***À mes adorables frères***

*Fateh , Nazim,*

***À ma très chère sœur***

*feriel*

***À toute ma grande famille***

*Grand- père, grand-mères , oncles , tentes , cousins, cousines,*

***À tout mes chers amis (es)***

*En particulier Loubna , Fairouz, Katia, Salima*

***À ma très chère copine***

*Salima SADJI*

*À toute la promotion Génie Civil 2012/2013*

*À toute personne cher*

**Ourida**

|                            |    |
|----------------------------|----|
| Introduction générale..... | 01 |
|----------------------------|----|

### **Chapitre I : Généralités**

|  |    |
|--|----|
| I.1. Présentation de l'ouvrage.....                          | 03 |
| I.2. Caractéristiques géométriques et architecturales.....   | 03 |
| I.3. Définition des éléments de l'ouvrage .....              | 03 |
| I.4. Règlements et normes utilisés.....                      | 05 |
| I.5. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91..... | 05 |
| I.6. Actions et sollicitations.....                          | 08 |
| I.7. Les Caractéristiques des matériaux.....                 | 10 |

### **Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments.**

|   |    |
|---|----|
| II.1. Pré dimensionnement des éléments.....     | 18 |
| II.1.1. Les planchers.....                      | 18 |
| II.1.2. Les poutrelle.....                      | 18 |
| II.1.3. Les poutres.....                        | 19 |
| II.1.4. La dalle pleine.....                    | 20 |
| II.1.5. L'acrotère.....                         | 22 |
| II.1.6.Les escaliers.....                       | 22 |
| II.1.7. Les voiles.....                         | 24 |
| II.1.8. Les poteaux.....                        | 24 |
| II.2. Evaluation des charges et surcharges..... | 25 |

|                                |    |
|--------------------------------|----|
| II.3.Descente des charges..... | 31 |
|--------------------------------|----|

### **Chapitre III: Etude des éléments secondaires.**

|                                     |    |
|-------------------------------------|----|
| III. 1 Etude des planchers .....    | 41 |
| III.2.Etude des dalles pleines..... | 64 |
| III.3 .Etude des escaliers.....     | 73 |
| III.4. Etude de l'acrotère .....    | 85 |
| III.5. Etude de l'ascenseur.....    | 91 |

### **Chapitre IV: Etude dynamique.**

|   |     |
|---|-----|
| IV.1. Objectifs et exigences.....                             | 100 |
| IV.2.Méthodes de calcul.....                                  | 100 |
| IV.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes.....        | 107 |
| IV.4.Interprétation des résultats de l'analyse dynamique..... | 108 |

### **Chapitre V:Etude des éléments structuraux.**

|                             |     |
|-----------------------------|-----|
| V.1. Etude des poteaux..... | 120 |
| V.2.Etude des poutres.....  | 133 |
| V.3. Etude des voiles ..... | 140 |

### **Chapitre 6 : Etude des fondations.**

|  |     |
|--|-----|
| VI.1.Caractéristiques géométrique du sol .....             | 149 |
| VI.2.Choix de type de fondation .....                      | 149 |
| VI.3.Combinaison d'action à considérer dans le calcul..... | 149 |
| VI.4.Etude du radier.....                                  | 150 |
| VI.5.Etude des nervures.....                               | 160 |

VI.7.Voile intégré .....166

Conclusion générale.....171

Bibliographie.

Annexes.

La signification des notations est la suivante :

**E** : Séisme

**G** : Charges permanentes

**Q** : Action variables quelconque.

**S** : Action dues à la neige.

**W** : Action dues au vent.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'un acier.

**B** : Aire d'une section de béton.

**E** : Module d'élasticité longitudinal.

**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinale du béton.

**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée.

**E<sub>fl</sub>** : Module de déformation sous fluage.

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée ( $E_{vj}$  pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

**F** : Force ou action en général.

**I** : Moment d'inertie.

**L** : Longueur ou portée.

**M** : Moment en général.

**M<sub>g</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

**M<sub>q</sub>** : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

**N** : force de compression en général.

**a** : Une dimension (en générale longitudinal).

**b** : Une dimension (largeur d'une section).

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

**d** : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

**d** : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

**e** : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

**f** : Flèche.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité.

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

- $F_{tj}$**  : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.
- $F_{c28}$  et  $f_{t28}$**  : Grandeurs précédentes avec  $j=28j$ .
- g** : Densité des charges permanentes.
- $h_0$**  : Epaisseur d'une membrure de béton.
- h** : Hauteur totale d'une section.
- i** : Rayon de giration d'une section de B A.
- j** : Nombre de jours.
- $l_f$**  : Longueur de flambement.
- $l_s$**  : Longueur de scellement.
- n** : Coefficient d'équivalence acier-béton ;
- p** : Action unitaire de la pesanteur.
- q** : Charge variable.
- $S_t$**  : Espacement des armatures transversales.
- x** : Coordonnée en général, abscisse en particulier.
- D** : profondeur d'encastrement de la fondation.
- $\sigma_{bc}$**  : Contrainte de compression du béton.
- C** : Cohésion du sol.
- $\gamma$** : poids volumique.
- Comb (com)** : combinaisons.
- Niv** : Niveau.
- E-S** : Entre-Sol.
- S.E** : Sur Elévation.
- MDC** : Matériaux De Construction.

|   |    |
|---|----|
| I.1 : Règle des trois pivots.....   | 07 |
| I.2 : Diagramme des contraintes - déformation pour le béton.....                    | 13 |
| I.3 : Diagramme des contraintes – déformations (acier).....                         | 16 |
| II.1 : Plancher à corps creux.....  | 18 |
| II.2 : Coupe transversale d'une poutrelle.....                                      | 19 |
| II.3 : Dalle sur 3 appuis.....  | 21 |
| II.4 : Dalle sur 2 appuis.....  | 21 |
| II.5 : Dalle sur 4 appuis.....  | 21 |
| II.6 : Acrotère.....  | 22 |
| II.7 : Schéma d'escaliers.....  | 22 |
| II.8 : Vue en plan d'un voile.....  | 24 |
| II.9 : Repérage des poteaux .....   | 31 |
| II.10 : La surface afférente .....  | 32 |
| II.11 : La surface afférente (1).....   | 35 |
| II.12 : La surface afférente (2).....   | 35 |
| II.13 : La surface afférente (3) .....  | 35 |
| II.14 : La surface afférente(4) .....   | 36 |
| II.15 : La surface afférente (5) .....  | 36 |
| II.16 : La surface afférente(6) .....   | 36 |
| III.1.1 : Schéma statique d'une poutrelle à deux travées.....                       | 42 |
| III. 1.2 : Schéma statique d'une poutrelle à plus de deux travées.....              | 42 |
| III. 1.3 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées... ..        | 43 |
| III. 1.4 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées..... | 43 |

|  |       |
|--|-------|
| III. 1.5 : Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.....                           | 44    |
| III. 1.6 : Sens de la disposition des poutrelles des planchers.....                      | 45    |
| III. 1.7 : Schéma statique de la poutrelle.....  | 47    |
| III. 1.8 : Dimensions de la poutrelle.....   | 48    |
| III.1.9 : Schémas de ferrailage des poutrelles .....                                     | 62/63 |
| III.2.1 : Schéma de ferrailage, dalle pleine sur trois appuis .....                      | 66    |
| III.2.2 : Schéma de ferrailage, dalle pleine sur deux appuis.....                        | 68    |
| III.2.3 : Schéma de ferrailage, dalle pleine sur quatre appuis.....                      | 72    |
| III.3.1 : Schéma statique de l'escalier.....   | 73    |
| III.3.2 : Section à ferrailer.....   | 74    |
| III.3.3 : Schéma de ferrailage d'escalier (1 <sup>er</sup> cas).....                     | 76    |
| III.3.4 : Schéma de ferrailage d'escalier au niveau des coupes (1 <sup>er</sup> cas) ... | 77    |
| III.3.5 : Schéma statique de 2 <sup>ème</sup> cas.....                                   | 77    |
| III.3.6 : Schéma de ferrailage d'escalier du RDC (2 <sup>ème</sup> cas) .....            | 80    |
| III.3.7 : Schéma statique de la poutre palière .....                                     | 80    |
| III.3.8 : Schéma de ferrailage de la poutre palière .....                                | 84    |
| III.4.1 : Dimension de l'acrotère.....   | 85    |
| III.4.2 : Schéma statique de l'acrotère (terrasse accessible).....                       | 85    |
| III.4.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (terrasse accessible) .....                 | 88    |
| III.5.1 : Cage d'ascenseur.....  | 92    |
| III.5.2 : Schéma représentant la surface d'impact.....                                   | 95    |
| III.5.3 : Calcule de périmètre au niveau de la feuille moyenne.....                      | 95    |
| III.5.4 : Vue en coupe de ferrailage de la dalle.....                                    | 99    |
| III.5.5:Schéma de ferrailage de la dalle.....  | 99    |
| IV.1 : Spectre de calcul.....  | 107   |
| IV.2: plan de repérage des voiles de contreventement.....                                | 109   |
| IV.3 : Mode 1, Translation suivant l'axe x-x.....  | 110   |

|   |     |
|---|-----|
| IV.4 : Mode 2, Translation suivant l'axe Y-Y.....         | 111 |
| IV.5 : Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z.....            | 112 |
| V.1.1 : La zone nodale.....                               | 121 |
| V.1.2. Section d'un poteau.....                           | 128 |
| V.1.3 : Schémas de ferrailage des poteaux. ....           | 132 |
| V.2.1 : Schéma de la zone nodale.....                     | 137 |
| V.2.2 : Schémas de ferrailage des poutres.....            | 139 |
| V.3.1: Schéma de ferrailage du voile VX1 des niveaux..... | 148 |
| VI.1 : Diagramme des contraintes du sol.....              | 153 |
| VI.2 : Schéma statique du débord.....                     | 158 |
| VI.3 : Schéma de ferrailage du radier.....                | 159 |
| VI.4 : Schéma de ferrailage du débord.....                | 159 |
| VI.5 : Schéma des lignes de rupture dans le radier.....   | 161 |
| VI.6 : Section à ferrailer.....                           | 163 |
| VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures.....             | 165 |
| VI.8: Diagramme des contraintes sur le voile intégré..... | 167 |
| VI .9: Schéma de ferrailage du voile intégré.....         | 170 |

|  |       |
|--|-------|
| II.1 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible (corps creux) .....         | 25    |
| II.2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible (dalle pleine) .....        | 26    |
| II.3 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible (corps creux) .....       | 26    |
| II.4 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible (dalle pleine) .....      | 27    |
| II.5 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant ou commercial .....             | 27    |
| II.6 : Evaluation des charges dans la dalle pleine .....                                       | 28    |
| II.7 : Evaluation des charges des murs extérieurs .....  | 28    |
| II.8 : Evaluation des charges de l'acrotère (terrasse accessible) .....                        | 29    |
| II.9 : Evaluation des charges de l'acrotère (terrasse inaccessible) .....                      | 29    |
| II.10 : Evaluation des charges dans le palier .....  | 30    |
| II.11 : Evaluation des charges dans la volée .....   | 30    |
| II.12 : Evaluation des poids propres des poteaux .....   | 32    |
| II.13 : Evaluation des poids propres des poutres.....  | 32    |
| II.14 : Descente de charge du poteau (E8) .....  | 34    |
| II.15 : Descente de charge du poteau (B8) .....  | 37    |
| II.16 : Résultats des deux descentes de charge des poteaux(E8)et(B8) .....                     | 38    |
| II.17 : vérification des poteaux à la compression simple .....                                 | 38    |
| II.18 : vérification des poteaux au flambement .....   | 39    |
| II.19 : vérification des poteaux (redimensionnés) à la compression simple .....                | 40    |
| III.1.1 : Les différents types de poutrelles .....   | 46    |
| III. 1. 2: Vérification de la deuxième condition de la méthode forfaitaire .....               | 47    |
| III.1.3 : Les différentes charges et surcharges .....  | 47    |
| III. 1.4 : Sollicitations dans toutes les poutrelles de tous les niveaux .....                 | 49/50 |
| III. 1.5 : Sollicitations maximales dans chaque plancher .....                                 | 51    |
| III. 1.6 : Sollicitations maximales retenues pour le calcul du ferrailage des poutrelles ..... | 51    |
| III. 1.7 : Le ferrailage des poutrelles .....  | 59    |
| III. 1. 8 : Vérifications de tout le ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant .....          | 60    |
| III. 1.9 : Vérification de la contrainte de compression du béton à l'ELS .....                 | 60    |
| III.1.10 : Vérification des poutrelles vis-à-vis de la flèche .....                            | 61    |
| III.2.1: Le ferrailage de la dalle sur 3 appuis .....  | 65    |
| III.2.2: Vérification de la contrainte de compression du béton à l'ELS .....                   | 66    |
| III.2.3: Le ferrailage de la dalle sur 2 appuis .....  | 67    |
| III.2.4: Vérification de la contrainte de compression du béton à l'ELS .....                   | 68    |
| III.2.5: Le ferrailage de la dalle sur 4 appuis .....  | 69    |

|   |     |
|---|-----|
| III. 3. 1 : Evaluation des charges et les sollicitations dans les escaliers (1 <sup>er</sup> cas) ..... | 73  |
| III. 3.2 : Ferrailages d'escalier (1 <sup>er</sup> cas) .....   | 74  |
| III. 3.3 : Vérification vis-à-vis de $V_u^{\max}$ (ELU) .....   | 74  |
| III.3.4 : Vérification des contraintes de compression du béton(ELS) .....                               | 75  |
| III. 3.5 : Sollicitations dans les sections d'escalier (2 <sup>ème</sup> cas) .....                     | 78  |
| III. 3.6 : Ferrailage de différentes sections de deuxième cas d'escalier .....                          | 78  |
| III. 3.7 : Vérification vis-à-vis de $V_u^{\max}$ (ELU) .....   | 79  |
| III. 3.8 : Vérification de la contrainte compression du béton(ELS) .....                                | 79  |
| III. 3.9 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple .....                                    | 82  |
| III. 3.10 : Sollicitations dans la poutre palière .....   | 83  |
| III. 3.11 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple (redimensionnée) .....                  | 83  |
| III.3.12.Armatures transversales dans la poutre palière .....   | 84  |
| III.4 : les combinaisons d'action à considérer dans le calcul de l'acrotère .....                       | 86  |
| III. 5.1 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur .....                             | 93  |
| III.5.2 : Vérification de la contrainte de compression du béton à l'ELS .....                           | 95  |
| III.5.3 : Ferrailage en travée et en appui de la dalle d'ascenseur .....                                | 97  |
| IV.1 : Valeurs des pénalités $P_q$ .....  | 102 |
| IV.2 : Résumé des résultats .....   | 103 |
| IV.3 : Périodes de vibration et taux de participation massique .....                                    | 113 |
| IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges verticale .....                                       | 114 |
| IV.5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales dans le sens xx .....                    | 114 |
| IV.6 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales dans le sens yy .....                    | 115 |
| IV.7 : Vérification des sections du béton vis-à-vis de l'effort normal réduit.....                      | 116 |
| IV.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques .....   | 116 |
| IV.9 : Vérification des déplacements .....  | 117 |
| IV.10 : Vérification des effets P- $\Delta$ .....   | 119 |
| V.1.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux .....                          | 121 |
| V.1.2 : Sollicitations dans les poteaux .....   | 123 |
| V.1.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux .....                                    | 125 |
| V.1.4 : Les armatures transversales calculées et celles adoptées pour les poteaux .....                 | 126 |
| V.1.5 : vérification des poteaux vis-à-vis de flambement .....  | 128 |
| V.1.6 : Vérification des contraintes de compression dans le béton .....                                 | 129 |
| V.1.7 : Vérification des contraintes tangentielles dans les poteaux .....                               | 130 |
| V.2.1 : Le ferrailage des poutres .....   | 135 |

|  |     |
|--|-----|
| V.2.2 : Vérification des contraintes tangentielles .....                           | 135 |
| V.2.3 : Les moments résistants dans les poteaux .....                              | 138 |
| V.2.4 : Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques ..... | 138 |
| V.3.1 : Quantité d'armatures minimale dans les voiles de contreventement .....     | 141 |
| V.3.2 : ferrailage du VX1.....   | 142 |
| V.3.3 : ferrailage du VX2 .....  | 143 |
| V.3.4 : ferrailage du VX3 .....  | 143 |
| V.3.5 : Ferrailage du VX4 .....  | 144 |
| V.3.6: Ferrailage du VX5 .....   | 144 |
| V.3.7 : Ferrailage du VY1 .....  | 145 |
| V.3.8 : Ferrailage du VY2 .....  | 145 |
| V.3.9 : Ferrailage du VY3 .....  | 146 |
| V. 3.10 : Ferrailage du VY4 .....  | 146 |
| V.3.11 : Ferrailage du VY5 .....   | 147 |
| V.3.12 : Longueurs de recouvrement .....   | 147 |
| VI.1 : Poids transmis aux fondations .....   | 151 |
| VI.2 : Moment sismique à la base du bâtiment .....                                 | 154 |
| VI.3: Effort N transmis aux fondations à l'ELU .....                               | 155 |
| VI.4 : Sollicitations dans le du radier .....                                      | 155 |
| VI .5 : Ferrailage du radier .....   | 156 |
| VI.6: Effort N transmis aux fondations à l'ELS .....                               | 157 |
| VI.7 : Sollicitation dans le radier à l'ELS .....                                  | 157 |
| VI.8: Vérification des contraintes dans le radier à l'ELS .....                    | 158 |
| VI.9 : Sections d'armatures à l'ELS .....  | 158 |
| VI.10: charges reprises par la nervure à l'ELU et à l'ELS .....                    | 162 |
| VI.11 : Sollicitation dans la nervure .....  | 163 |
| VI.12 : Résumé des résultats de ferrailage de la nervure .....                     | 163 |
| VI.13 : vérification des contraintes dans la nervure .....                         | 164 |
| VI.14 : Sections d'armatures à l'ELS .....   | 164 |
| VI.15 : pressions des terres sur le voile intégré .....                            | 166 |
| VI.16 : Ferrailage du voile intégré .....  | 167 |
| VI.17 : Vérification des contraintes dans le voile intégré .....                   | 169 |
| VI.18 : Sections d'armatures à l'ELS .....   | 169 |

# Introduction Générale

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageant, ils ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices, dont-il faut tenir compte dans la conception et le calcul des structures.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol. A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Lors du dernier séisme du 21 Mai 2003 de Zemmouri (Boumerdes), il a été constaté que le système structural ayant le plus souffert est le portique auto stable. Les autres systèmes tels que les systèmes en voiles, les systèmes mixtes (voiles-portiques), le système table et banche et le système coffrage tunnel ont montré une très bonne résistance sismique aussi bien en zone épiscopentrale qu'en zone relativement loin de l'épicentre. **«Séisme de Zemmouri du 21 mai 2003, Rapport préliminaire», CGS, juillet 2003.**

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+10+ 03 Entres Sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, en prenant en compte l'influence de l'effet P-Delta, sur le comportement de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- \* premier chapitre (généralités) : présentation du projet et les principes de calcul.
- \* deuxième chapitre : pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- \* troisième chapitre : calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur.
- \* Le quatrième chapitre : étude dynamique, en utilisant le logiciel SAP 2000 V14.
- \* Le cinquième chapitre : calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- \* Le sixième chapitre : étude des fondations.

Chapitre I :

Généralités

### I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment R+10 avec trois entres-sol à usage d'habitation avec commerce intégré au RDC. Cet ouvrage est implanté dans la ville de **Béjaia** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**) selon (l'Annexe 1 page 85) des **RPA 99** (Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003). L'ouvrage est situé à environ 1Km à l'ouest des cités 300 et 1000 logements Ihaddaden Béjaia. Immédiatement au nord de l'ouest de SOUMMAM, se dressent les hauteurs de Djebel Sidi BOUDRAHEM. Le site est localisé dans la partie Sud de la feuille de Bejaia, toute la région est pratiquement schisteuse mollement ondulée.

### I.2. Caractéristiques géométriques et architecturales:

- . Hauteur totale du bâtiment : 46.92 m.
- . Hauteur du R.D.C : 4.08 m.
- . Hauteur entre sol : 3.06 m.
- . Hauteur d'étage courant : 3.06 m.
- . La largeur du bâtiment : 23.42 m.
- . La longueur du bâtiment : 25.57 m.

### I.3. Définition des éléments de l'ouvrage :

#### I.3.1. Ossature :

En se référant aux **RPA 99** version 2003 (Art 3.4.A.1.b) qui exige pour toutes structures dépassant une hauteur de 14 m en zone IIa, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage), ce qui est le cas dans notre projet.

#### I.3.2. Les planchers :

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment. Ils seront constitués de corps creux, une dalle de compression en béton armé et d'un treillis soudé.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

Lorsque le contreventement du bâtiment est obtenu par des portiques, ce sont les poutres des planchers qui constituent les traverses des portiques, et elles doivent être étudiées en conséquence.

Même dans les autres solutions de contreventement, les planchers doivent reporter les forces horizontales sur les éléments résistants, et fonctionnent à ce titre comme des poutres horizontales ; il est important alors de voir si la présence de trémies de grandes dimensions n'est pas susceptible de les empêcher de jouer ce rôle.

Les méthodes de calcul applicables à de tels planchers sont définies, dans les Règles **BAEL91** (Eyrolles troisième tirage 1997):

- pour les planchers à charge d'exploitation modérée, par méthode dite *forfaitaire*.
- pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée, par *la* méthode d'A. Caquot.

### **I.3.3. Les escaliers :**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

### **I.3.4. La maçonnerie :**

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- ✓ Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique. (**Jean Pierre Mougin « calcul des éléments simples et des structures de bâtiments ; édition Eyrolles 94 »**).
- ✓ Les murs intérieurs sont en simples parois réalisées en briques d'épaisseur 10 cm.

### **I.3.5. La terrasse :**

Dans notre projet on a deux types de terrasses :

- Une terrasse accessible (niveau R+7).
- Des terrasses inaccessibles.

**I.3.6. L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé encastré dans le plancher terrasse, son rôle est la protection des eaux pluviales et pour accrocher les échafaudages lors des travaux d'entretien du bâtiment.

**I.3.7. Enduits et revêtements :**

- Céramique pour SDB, cuisines.
- Carrelage et plinthe.
- Le revêtement des façades extérieures sera en enduit de ciment et ceux de l'intérieures sera en enduit plâtre.

**I.3.8. Les balcons :**

Les balcons seront réalisés en dalle pleine.

**I.3.9. L'ascenseur :**

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

**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 BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- . DTR BC 2.3.3.1 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- . BAEL 91 (Eyrolles troisième tirage 1997).

**I.5. Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91 :**

Le matériau béton – par nature non homogène - associé à l'acier induit un comportement autrement plus complexe que ne peut le décrire les hypothèses très simplificatrices de la RDM. C'est pourquoi des règles de calcul précises et dédiées au béton armé ont été établies. Elles sont contenues dans le règlement **BAEL** (Béton Armé aux Etats Limites). La dernière version majeure date de 1991 mais des modifications mineures ont été réalisées depuis.

Ces règles, basées sur la théorie des états limites, sont applicables à tous les ouvrages en béton armé dont le béton est constitué de granulats naturels normaux et dont le dosage en ciment est au moins égal à  $350 \text{ kg/m}^3$ .

**I.5.1. Définition de l'état limite :**

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

**a) Etat limite ultime ELU :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

**b) Etat limite de service ELS :**

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. Il y'a 03 états limites :

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

**Hypothèses de calcul à l'ELU :**

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique :

- ✓ Les sections droites restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- ✓ Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposé non fissuré si l'armature considérée est tendue) ;  $\varepsilon_s = \varepsilon_b$
- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
  - ✓ Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité:

En flexion  $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$

En compression simple  $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

✓ L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.

✓ Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) (Fig I.1) (Cours de béton armé 3<sup>ème</sup> année génie civil 2010/2011 de Mr TAHAKOURT).

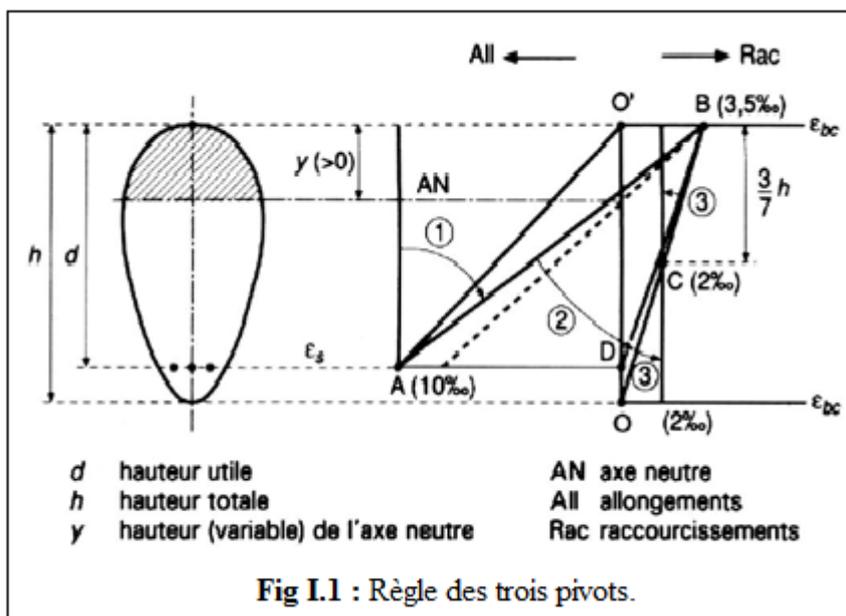
• Règle des trois pivots :

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (Fig. I.1). On distingue trois domaines :

▪ Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

▪ Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale  $h$  de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la Fig I.1) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.



Le diagramme passe par :

- ✓ Le pivot A si  $y \leq 0.2596 \times d$
- ✓ Le pivot B si  $0.2593 \times d \leq y \leq h$
- ✓ Le pivot C si  $y \geq h$

### Hypothèse de calcul à l'E L S :

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes d'acier et du béton sont proportionnelles aux déformations

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s ; \quad \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_b$$

- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé ;  $\varepsilon_s = \varepsilon_b$ .
- ✓ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

### I.5.2. Principe d'application des règles de B.A.E.L 91:

Ces règles tiennent compte de plusieurs paramètres :

- . Les valeurs représentatives des actions.
- . Les combinaisons d'actions spécifiques à l'état limite considéré.
- . Les résistances caractéristiques des matériaux.
- . Les coefficients de sécurité  $\gamma_s$  pour l'acier et  $\gamma_b$  pour le béton.

### I.6. Actions et sollicitations :

#### I.6.1. Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- . Des charges permanentes,
- . Des charges d'exploitations,
- . Des charges climatiques.

#### ○ Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

- *Actions variables (Q) :*

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

- *Actions accidentelles (E) :*

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,.....etc.

### **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 de 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 de 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 :****RPA99** (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

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

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ (portiques auto stables)} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

**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 éventuellement d'adjuvants.

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 le 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.

A titre d'exemple, la composition type d'un mètre cube de béton courant à un rapport E/C de l'ordre de 0.5 est la suivante : sable 600Kg, gravillons 1200Kg, ciment 350Kg, eau 180Kg. **(Cours de MDC 3<sup>ème</sup> année génie civil 2010/2011 de Mr CHELOUAH).**

c) *Résistance du béton :*

- Résistance mécanique 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 résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression axiale jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée 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 25 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Pour  $j \leq 28$  jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa (j} \leq 28 \text{jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa (j} > 28 \text{jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a :  $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$ .

Pour l'étude de notre projet, on prendra  $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$ .

- Résistance à la traction  $f_{tj}$  :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée ( $f_{tj}$ ) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60 \text{Mpa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

Pour notre cas  $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$  donc  $f_{t28} = 2.1 \text{Mpa}$

d) Valeurs de calcul à la compression :

- Contrainte limite à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

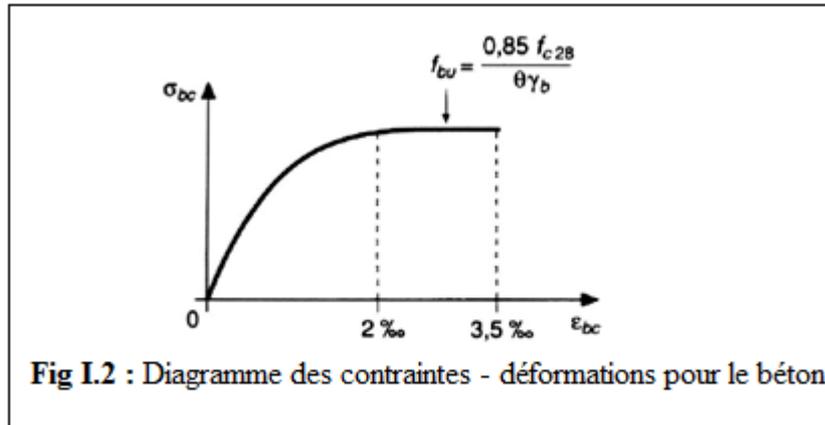
1 : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action > 24h.

$$\theta = \begin{cases} 0.9 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise} \\ \quad \text{entre 1h et 24h.} \\ 0.8 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \\ 0.85 : \text{coefficient qui tient compte de la durée d'application de la charge ;} \\ \quad \text{Condition de bétonnage} \end{cases}$$

les parements comprimés et du fait que la valeur de  $f_{c28}$ , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ( $q = 1$ ). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ( $q = 0,85$ ).

e) *Diagramme des contraintes- déformations :*

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal (FigI.2)



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

2<sup>0</sup>/00 : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5<sup>0</sup>/00 : en flexion simple ou composée.

Pour  $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2^0/00$   $f_{bc} = 0.25 \times f_{bu} \times 10^3 \times \epsilon_{bc} (4 \times 10^3 \times \epsilon_{bc})$ .

$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5^0/00$   $f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \times f_{c28} / \theta \times \gamma_b$

- Contrainte limite à l'ELS :

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa \quad \text{CBA93 (Article A.4.5.2)}$$

f) *Module de déformation longitudinale du béton :*

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  **CBA93 (Article A.2.1.2.1)**

• Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à  $j$  jours est :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93(Article A.2.1.2.2)}$$

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

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

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

• Coefficient de Poisson :

Lorsqu' on soumet une éprouvette de béton de longueur  $l$ , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal,  $\Delta l$  mais également un gonflement transversal. Si  $a$  est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient  $a + \Delta a$  et la variation unitaire est  $\frac{\Delta a}{a}$ .

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.3)}$$

g) *Contrainte ultime de cisaillement (du béton) :*

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de **BAEL91** on a :

$$\tau_{adm} = \min (0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

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

$$\tau_{adm}(\text{dalle}) = 0.07 f_{c28} / \gamma_b$$

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

|                             |        |                            |
|-----------------------------|--------|----------------------------|
| $\tau_{adm}=3.33\text{Mpa}$ | —————→ | fissuration peu nuisible.  |
| $\tau_{adm}=2.50\text{Mpa}$ | —————→ | fissuration préjudiciable. |
| $\tau_{adm}=1.16\text{Mpa}$ | —————→ | Dalle                      |

### I.7.2. L'Acier:

#### a) Définition:

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

#### b) Différents types d'aciers:

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Les ronds lisses (R.L):

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, il existe des nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés : 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- $f_e=215\text{Mpa}$  (contrainte à la limite élastique).

- $f_u=330$  à  $490\text{Mpa}$  (contrainte à la limite de rupture).

- $f_e=235\text{Mpa}$ .

- $f_u=410$  à  $490\text{Mpa}$ .

- Les aciers à haute adhérence (H.A):

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

- Limite élastique:  $f_e=400\text{Mpa}$ .

- Contrainte admissible:  $\sigma_s=348\text{Mpa}$ .

- Coefficient de fissuration:  $\eta=1.6$

- Coefficient de sécurité:  $\gamma_s=1.15$

- Module d'élasticité:  $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$ .

- Treillis soudés:

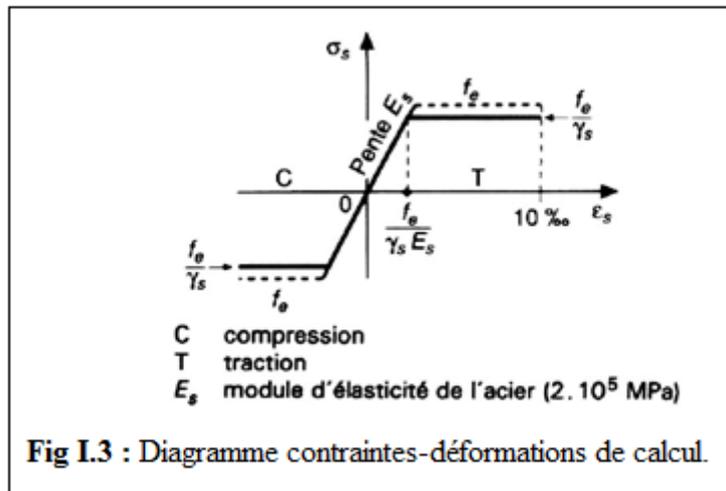
Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

\* TL50 ( $\phi > 6\text{mm}$ ) ;  $f_e = 500\text{Mpa}$ .

\* TL52 ( $\phi \leq 6\text{mm}$ ) ;  $f_e = 520\text{Mpa}$ .

c) *Diagramme des contraintes – déformations (acier) :*

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ ) déformation ( $\epsilon_s$ ) est conventionnellement défini comme suit:



Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier  $\sigma_s$ , lorsque l'on connaît sa déformation relative  $\epsilon_s$ .

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité ayant pour valeur:

$\gamma_s = 1$  situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s = 1.15$  situation durable ou transitoire.

d) *Contrainte limite des aciers:*

Etat limite ultime: la contrainte de l'acier est  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Etat limite de service: on distingue les cas suivants:

- ✓ Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

La contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32)}$$

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

- ✓ Cas où fissuration très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \quad \text{BAEL91 (Article A.4.5.32)}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

$\eta=1$  : pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$  : pour les hautes adhérences  $\phi \geq 6mm$ .

$\eta=1.3$  : pour les hautes adhérences  $\phi < 6mm$ .

Chapitre II :

Pré Dimensionnement des  
Eléments

**Introduction :**

Les dimensions des éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du **RPA99** (version 2003), **BAEL 91** et **CBA 93**.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux → fondations → sol.

**II.1. Pré dimensionnement des éléments :****II.1.1. Les planchers :**

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA93}$$

$L_{\max}$  : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

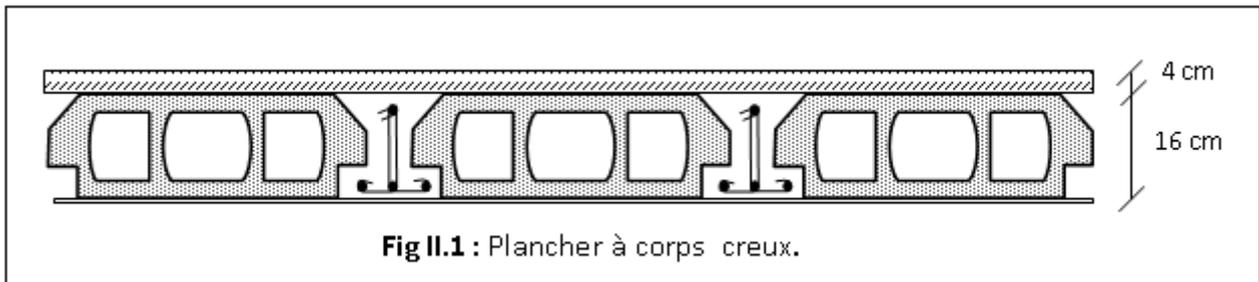
$$h_t \geq \frac{440 - 40}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 17.77 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur totale de  $(16+4) = 20$  cm.

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

**II.1.2. Les poutrelles :**

Elles sont calculées comme une section en T à la flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- la plus petite portée.
- Critère de continuité.

La largeur de dalle de compression à prendre est définie par :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \quad \text{CBA93 (Article A.4.1.3)}$$

Avec :

$l_x$  : représente la distance entre nus d'appuis des poutrelles  $l_x = 55\text{cm}$ .

$l_y$  : représente la distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres minimales.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm.}$$

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

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{257}{10}\right)$$

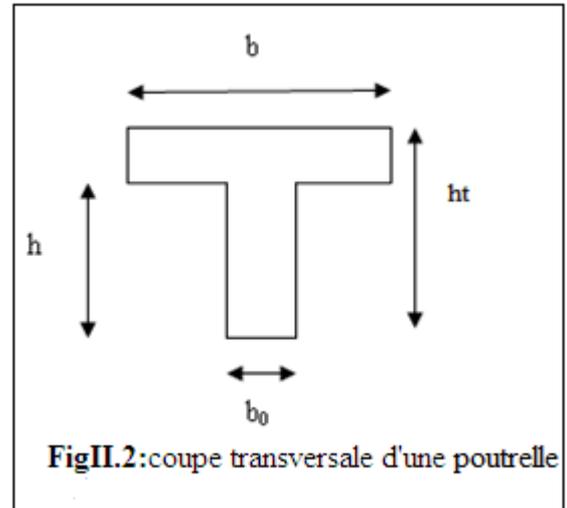
$$b_1 \leq \min(27.5, 25.7)$$

$$b_1 \leq 25.7 \text{ cm}$$

$$b \leq 2b_1 + b_0$$

$$b \leq (2 \times 25.7) + 10 = 61.4 \text{ cm}$$

Soit : **b = 60 cm.**



FigII.2: coupe transversale d'une poutrelle

**II.1.3. Les poutres :**

**a) Les poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de flèche:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{CBA 93.}$$

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres secondaire.

$$L_{\max} = 513\text{cm} \Rightarrow 34.2\text{cm} \leq h \leq 51.3\text{cm.}$$

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

**Vérifications :**

Selon les recommandations du **RPA99** (Art :7.5.1), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$(2) \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{I} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{II} \\ h / b \leq 4.00 \dots\dots\dots\text{III} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \dots\dots\text{IV} \end{cases}$$

Sachant que  $b$  : largeur de la poutre.

$b_1$  : largeur du poteau.

$h$  : hauteur de la poutre.

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \dots\dots\dots\text{vérifiée.} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \dots\dots\dots\text{vérifiée.} \\ h/b = 40/30 = 1.33 < 4 & \dots\dots\dots\text{vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :  $b \times h = 40 \times 30 \text{ cm}^2$ .

**b) Les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}). \quad \text{CBA93}$$

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 400 \text{ cm} \Rightarrow 26.67 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}.$$

Soit :  $h = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ h/b = 35/30 = 1.17 < 4 \text{ cm} & \dots\dots\dots\text{vérifiée} \end{cases} \quad \text{Vérfications : RPA99 (Art7.5.1).}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :  $b \times h = 35 \times 30 \text{ cm}^2$ .

**II.1.4. La dalle pleine :**

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

**Critère de résistance à la flexion: CBA93**

$$l_x/35 \leq e \leq l_x/30 \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$l_x/50 \leq e \leq l_x/40 \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois ou quatre appuis.}$$

**Critère de Coupe feu : BAEL91.**

$e \geq 7\text{cm}$  → Pour une heure de coupe feu.

$e \geq 11\text{cm}$  → Pour deux heures de coupe feu.

**Isolation phonique : CBA93.**

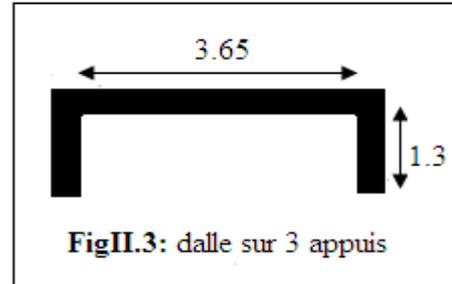
$$e \geq 13\text{cm}$$

Dans notre cas :

**1. Dalle sur trois appuis**

$$l_x = 1.3\text{m} ; l_y = 3.65\text{m}$$

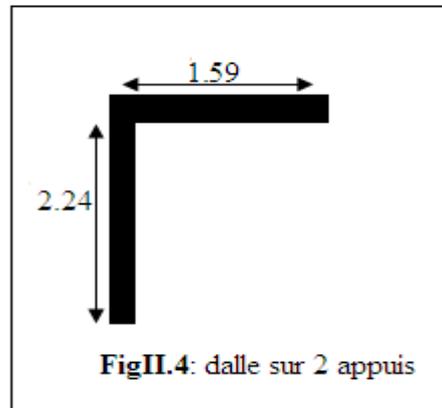
$$\frac{130}{50} \leq e \leq \frac{130}{40} \Rightarrow 2.6 \leq e \leq 3.25\text{cm}.$$



**2. Dalle sur deux appuis :**

$$l_x = 1.28\text{m} ; l_y = 2.24\text{m}$$

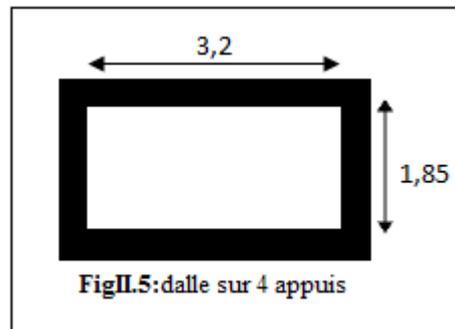
$$\frac{128}{35} \leq e \leq \frac{128}{30} \Rightarrow 3.65 \leq e \leq 4.27\text{cm}$$



**3. Dalle sur quatre appuis :**

$$l_x = 1.85\text{m} ; l_y = 3.2\text{m}$$

$$\frac{185}{50} \leq e \leq \frac{185}{40} \Rightarrow 3.7 \leq e \leq 4.625\text{cm}$$



Finalement l'épaisseur à retenir pour les quarts dalles est : **e= 15 cm.**

**II.1.5. L'acrotère :**

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme. Etudiée à la flexion composée.

Calcul de section de l'acrotère :

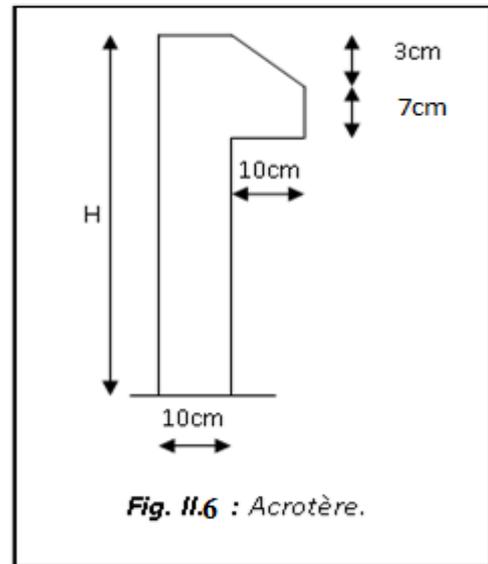
**Terrasse accessible :** H= 100cm

$$S = (1 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.03 \times 0.1) / 2$$

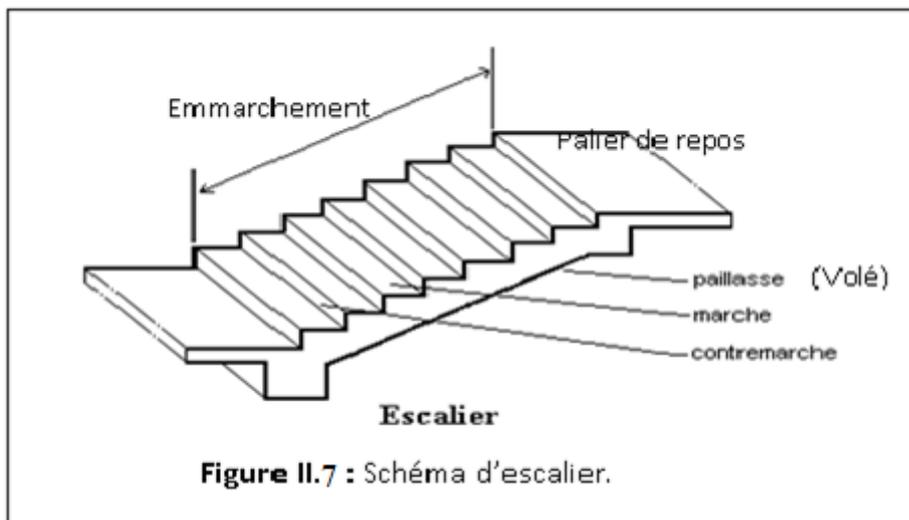
$$S = 0.1055 \text{ m}^2$$

**Terrasse inaccessible :** H= 60cm

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$



**II.1.6. Les escaliers :**



Les différents éléments constituant un escalier sont :

H : Hauteur projetée de la pailasse sur le plan droit.

$L_0$  : Longueur totale d'escalier.

g : Le giron.

h : Hauteur de la contre marche.

Dans notre projet on a un seul type d'escalier

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de BLONDEL qui est donnée par :

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

**Pour étage courant et les Entres sol :**

On a 8 marches

$n = 9$  (contre marche)

$H = 1.53\text{m}$

$L_0 = 2.43\text{m}$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{9} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{2.43}{8} = 30.75\text{cm}$$

$59\text{cm} \leq 64.375 \leq 66\text{cm}$ .....vérifiée.

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

Pour une coupe de feu  $e \geq 11\text{cm}$

$L' = 1.4 + 0.3 = 1.7\text{m}$  ;  $L = 2.43 + 1.7 = 4.13\text{m}$

$13.76 \leq e \leq 20.65\text{cm} \Rightarrow$  Soit :  **$e = 16\text{cm}$** .

**Pour RDC :**

On a 15 marches

$n = 16$  (contres marches)

$H = 2.55\text{ m}$

$$h = \frac{2.72}{16} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{4.53}{15} = 30.2\text{cm}$$

$L' = 1.43 + 0.3 = 1.73\text{m}$  ;  $L = 4.53 + 1.73 = 6.26\text{m}$

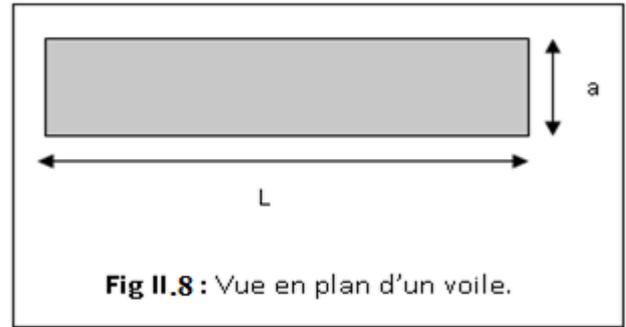
**$59\text{ cm} \leq 64.2 \leq 66\text{cm}$** .....vérifiée.

$20.86 \leq e \leq 31.3\text{cm} \Rightarrow$  Soit :  **$e = 21\text{ cm}$** .

**II.1.7. Les voiles :**

Ce sont des éléments de contreventement vertical minces et continus, généralement en béton armé, ayant une dimension plus petite que deux autres qui est l'épaisseur.

L'épaisseur est donnée par les conditions du **RPA99** (Art 7.7.1) suivantes :



$$\begin{cases} a \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right] \\ l > 4a. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a \geq \max [14.3; 15 \text{ cm}] \\ l > 60. \end{cases}$$

he : hauteur libre d'étage

Pour les étages courants et les entres sol  $\Rightarrow$

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

Soit : a = 15 cm.

Pour le RDC  $\Rightarrow h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$

$$\begin{cases} a \geq \max \left[ \frac{388}{20}; 15 \text{ cm} \right] \\ l > 4a \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a \geq \max (19.4; 15) \\ l > 80 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{soit } a = 20 \text{ cm}$$

On opte une épaisseur de 20 cm avec  $l_{\min} \geq 80 \text{ cm}$  pour tous les niveaux.

**II.1.8. Les poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon les **RPA99** (version2003) doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right. \quad \text{RPA99 (Art7.4.1)}$$

Tel que :

$h_e$  : Hauteur libre d'étage

$h_e = 3.88 \text{ m}$  Pour le RDC

$h_e = 2.86 \text{ m}$  Pour l'étage courant et les entres sol.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

RDC, Entre sol 1 ; 2 ; 3 :  $50 \times 50 \text{ cm}^2$  .

1<sup>ème</sup> ; 2<sup>ème</sup> ; 3<sup>ème</sup> étage :  $45 \times 45 \text{ cm}^2$  .

4<sup>ème</sup> ; 5<sup>ème</sup> ; 6<sup>ème</sup> étage :  $40 \times 40 \text{ cm}^2$  .

7<sup>ème</sup> ; 8<sup>ème</sup> ; 9<sup>ème</sup> étage :  $35 \times 35 \text{ cm}^2$  .

10<sup>ème</sup> ; S.E:  $30 \times 30 \text{ cm}^2$  .

## II.2. Evaluation des charges et surcharges :

### II.2.1. Plancher :

#### ❖ Plancher terrasse accessible (corps creux)

**Tableau II.1** : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible (corps creux).

| N                        | Désignation des éléments | Epaisseur(m) | Densité (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|--------------------------|--------------|------------------------------|----------------------------|
| 1                        | Revêtement carrelage     | 0.02         | 22                           | 0.44                       |
| 2                        | Mortier de pose          | 0.02         | 20                           | 0.4                        |
| 3                        | Lit de sable             | 0.03         | 18                           | 0.54                       |
| 4                        | Forme de pente           | 0.1          | 22                           | 2.2                        |
| 5                        | Multicouche d'étanchéité | 0.02         | 6                            | 0.12                       |
| 6                        | Isolation thermique      | 0.04         | 4                            | 0.16                       |
| 7                        | Plancher à corps creux   | 0.2          | 14                           | 2.8                        |
| 8                        | Enduit de plâtre         | 0.015        | 14                           | 0.21                       |
| Charge permanente totale |                          |              |                              | G= 6.85                    |
| Surcharge d'exploitation |                          |              |                              | Q= 1.5                     |

## ❖ Plancher terrasse accessible (Dalle pleine)

Tableau II.2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible (dalle pleine).

| N                        | Désignation des éléments | Epaisseur(m) | Densité (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|--------------------------|--------------|------------------------------|----------------------------|
| 1                        | Revêtement carrelage     | 0.02         | 22                           | 0.44                       |
| 2                        | Mortier de pose          | 0.02         | 20                           | 0.4                        |
| 3                        | Lit de sable             | 0.03         | 18                           | 0.54                       |
| 4                        | Forme de pente           | 0.1          | 22                           | 2.2                        |
| 5                        | Multicouche d'étanchéité | 0.02         | 6                            | 0.12                       |
| 6                        | Isolation thermique      | 0.04         | 4                            | 0.16                       |
| 7                        | Dalle pleine             | 0.15         | 25                           | 3.75                       |
| 8                        | Enduit de plâtre         | 0.015        | 14                           | 0.21                       |
| Charge permanente totale |                          |              |                              | G= 7.82                    |
| Surcharge d'exploitation |                          |              |                              | Q= 1.5                     |

## ❖ Plancher terrasse inaccessible (corps creux)

Tableau II.3 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible (corps creux).

| N                        | Désignation des éléments      | Epaisseur(m) | Densité (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|-------------------------------|--------------|------------------------------|----------------------------|
| 1                        | Gravillon de protection       | 0.05         | 20                           | 1                          |
| 2                        | Multicouche d'étanchéité      | 0.02         | 6                            | 0.12                       |
| 3                        | Isolation thermique           | 0.04         | 4                            | 0.16                       |
| 4                        | Forme de pente (1%)           | 0.1          | 22                           | 2.2                        |
| 5                        | Plancher à corps creux (16+4) | 0.2          | 14                           | 2.8                        |
| 6                        | Enduit de plâtre              | 0.015        | 14                           | 0.21                       |
| Charge permanente totale |                               |              |                              | G= 6.35                    |
| Surcharge d'exploitation |                               |              |                              | Q= 1                       |

## ❖ Plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)

Tableau II.4 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible (dalle pleine).

| N                        | Désignation des éléments | Epaisseur(m) | Densité (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|--------------------------|--------------|------------------------------|----------------------------|
| 1                        | Gravillon de protection  | 0.05         | 20                           | 1                          |
| 2                        | Multicouche d'étanchéité | 0.02         | 6                            | 0.12                       |
| 3                        | Isolation thermique      | 0.04         | 4                            | 0.16                       |
| 4                        | Forme de pente (1%)      | 0.1          | 22                           | 2.2                        |
| 5                        | Dalle pleine             | 0.15         | 25                           | 3.75                       |
| 6                        | Enduit de plâtre         | 0.015        | 14                           | 0.21                       |
| Charge permanente totale |                          |              |                              | G= 7.3                     |
| Surcharge d'exploitation |                          |              |                              | Q= 1                       |

## ❖ Plancher étage courant ou commercial :

Tableau II.5 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant ou commercial.

| N   | Désignation des éléments      | Epaisseur(m) | Densité (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|-------------------------------|--------------|------------------------------|----------------------------|
| 1   | Revêtement carrelage          | 0.02         | 22                           | 0.44                       |
| 2   | Mortier de pose               | 0.02         | 20                           | 0.40                       |
| 3   | Lit de sable                  | 0.03         | 18                           | 0.54                       |
| 4   | Plancher à corps creux (16+4) | 0.20         | 14                           | 2.80                       |
| 5   | Enduit de plâtre              | 0.015        | 14                           | 0.21                       |
| 6   | Cloison de séparation         | 0.10         | 10                           | 1                          |
| Charge permanente totale                      |                               |              |                              | G= 5.39                    |
| Surcharge d'exploitation : Etage d'habitation |                               |              |                              | Q= 1.5                     |
| Etage à usage commercial                      |                               |              |                              | Q= 5                       |
| Etage à usage local                           |                               |              |                              | Q= 2.5                     |

## II.2.2. Dalle pleine :

Tableau II.6 : Evaluation des charges dans la dalle pleine.

| N  | Désignation des éléments | Epaisseur(m) | Densité (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--|--------------------------|--------------|------------------------------|----------------------------|
| 1  | Revêtement carrelage     | 0.02         | 22                           | 0.44                       |
| 2  | Mortier de pose          | 0.02         | 20                           | 0.40                       |
| 3  | Lit de sable             | 0.03         | 18                           | 0.54                       |
| 4  | Dalle pleine             | 0.15         | 25                           | 3.75                       |
| 5  | Enduit de plâtre         | 0.015        | 14                           | 0.21                       |
| Charge permanente totale   |                          |              |                              | G= 5.34                    |
| Surcharge d'exploitation : pour les balcons à usage d'habitation |                          |              |                              | Q=3.5<br>Q=1.5             |

## II.2.3. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

Tableau II.7 : Evaluation des charges des murs extérieurs.

| N                        | Désignation des éléments   | Epaisseur(m) | Densité (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|----------------------------|--------------|------------------------------|----------------------------|
| 1                        | Brique creuse              | 0.15         | 9                            | 1.35                       |
| 2                        | Lame d'air                 | 0.05         | /                            | /                          |
| 3                        | Brique creuse              | 0.10         | 9                            | 0.9                        |
| 4                        | Enduit extérieur en ciment | 2            | 20                           | 0.4                        |
| 5                        | Enduit en plâtre           | 0.015        | 14                           | 0.21                       |
| Charge permanente totale |                            |              |                              | G= 2.86                    |

## II.2.4.L'acrotère :

## ❖ L'acrotère (terrasse accessible)

Tableau II.8 : Evaluation des charges de l'acrotère (terrasse accessible).

| Désignation des éléments   | Epaisseur(m) | Surface (m <sup>2</sup> ) | Densité (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/ml) |
|----------------------------|--------------|---------------------------|------------------------------|---------------|
| Poids propre de l'acrotère | 0.1          | 0.1055                    | 25                           | 2.64          |
| Enduit de ciment intérieur | 0.015        | 0.015                     | 20                           | 0.3           |
| Enduit de ciment extérieur | 0.02         | 0.02                      | 20                           | 0.4           |
| Charge permanente totale   | G= 3.34KN/ml |                           |                              |               |
| Surcharge d'exploitation   | Q= 1.5KN/ml  |                           |                              |               |

## ❖ L'acrotère (terrasse inaccessible)

Tableau II.9 : Evaluation des charges de l'acrotère (terrasse inaccessible).

| Désignation des éléments   | Epaisseur(m) | Surface (m <sup>2</sup> ) | Densité (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids(KN/ml) |
|----------------------------|--------------|---------------------------|------------------------------|--------------|
| Poids propre de l'acrotère | 0.1          | 0.0685                    | 25                           | 1.72         |
| Enduit de ciment intérieur | 0.015        | 0.0075                    | 20                           | 0.15         |
| Enduit de ciment extérieur | 0.02         | 0.01                      | 20                           | 0.2          |
| Charge permanente totale   | G= 2.07KN/ml |                           |                              |              |
| Surcharge d'exploitation   | Q= 1KN/ml    |                           |                              |              |

II.2.4. Les escaliers :

❖ Palier

Tableau II.10 : Evaluation de charges dans le palier.

| N  | Désignation des éléments |               | Epaisseur(m) | Densité (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--|--------------------------|---------------|--------------|------------------------------|----------------------------|
| 1  | Revêtement               |               | 0.02         | 22                           | 0.44                       |
| 2  | Mortier de pose          |               | 0.02         | 20                           | 0.4                        |
| 3  | Lit de sable             |               | 0.02         | 18                           | 0.36                       |
| 4  | Enduit de plâtre         |               | 0.015        | 14                           | 0.21                       |
| 5  | Dalle en BA              | Etage courant | 0.16         | 25                           | 4                          |
|  |                          | RDC           | 0.21         | 25                           | 5.25                       |
| Charge permanente totale : Etage courant |                          |               |              |                              | G= 5.41                    |
| RDC                                      |                          |               |              |                              | G= 6.66                    |
| Surcharge d'exploitation                 |                          |               |              |                              | Q= 2.5                     |

❖ La volée

Tableau II.11 : Evaluation de charges dans la volée.

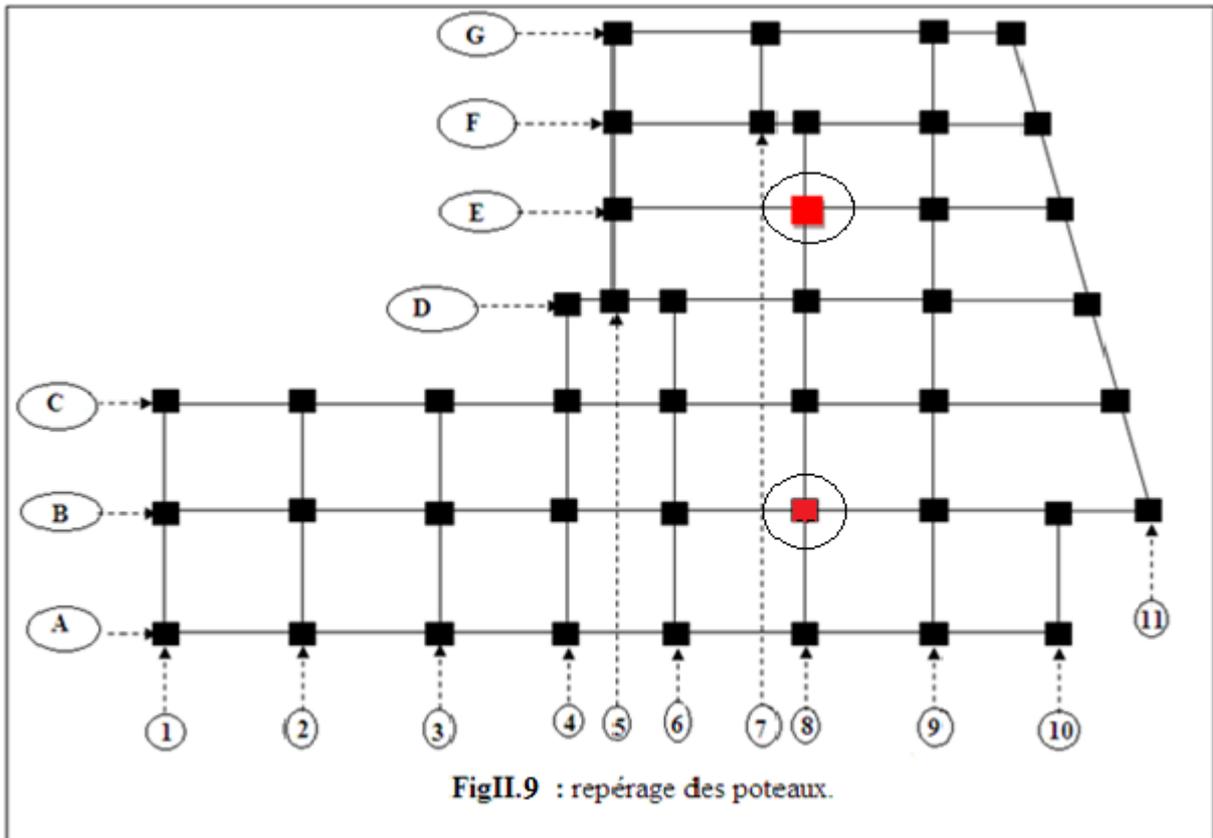
| N  | Désignation des éléments |               | Epaisseur(m)                   | Densité (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--|--------------------------|---------------|--------------------------------|------------------------------|----------------------------|
| 1  | Revêtement horizontal    |               | 0.02                           | 22                           | 0.44                       |
| 2  | Revêtement vertical      |               | 0.013                          | 22                           | 0.28                       |
| 3  | Mortier de pose          |               | 0.02                           | 20                           | 0.4                        |
| 4  | Lit de sable             |               | 0.02                           | 18                           | 0.36                       |
| 5  | Enduit de pâtre          |               | 0.015                          | 14                           | 0.21                       |
| 6  | Marches                  |               | 0.17x (1/2)                    | 22                           | 1.87                       |
| 7  | Paillasse                | Etage courant | 0.16 (cos 30.47 <sup>0</sup> ) | 25                           | 3.45                       |
|  |                          | RDC           | 0.21 (cos 30.47 <sup>0</sup> ) | 25                           | 4.53                       |
| Charge permanente totale : Etage courant |                          |               |                                |                              | G= 7.01                    |
| RDC                                      |                          |               |                                |                              | G= 8.09                    |
| Surcharge d'exploitation                 |                          |               |                                |                              | Q= 2.5                     |

### II.3.Descente de charges :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol.

On effectuera la descente de charge pour les poteaux les plus sollicités.

Pour la descente de charges on a choisis un poteau central (**E8** car il possède la plus grandes section afférente), (**B8** car il se situe là ou se trouve le commerce).



❖ **Poteau E8 :**

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

$$S = (2.57 + 1.47) \times (1.85 + 1.29) \text{ m}^2$$

$$S = 12.69 \text{ m}^2$$

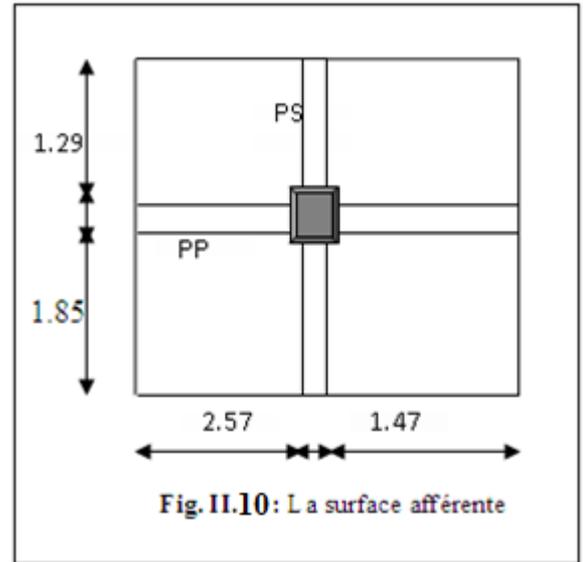
- **La surface afférente pour la charge d'exploitation**

$$S = (2.57 + 1.47 + 0.3) \times (1.85 + 1.29 + 0.3) \text{ m}^2$$

$$S = 14.93 \text{ m}^2$$

- **Poids propre des poteaux :**

$$P = S \times 25 \times ht$$



**Tableau II.12 :** Evaluation des poids propres des poteaux.

| Etages               | Entres sol | RDC   | 1, 2, 3 <sup>ème</sup> | 4, 5, 6 <sup>ème</sup> | 7, 8, 9 <sup>ème</sup> | 10 <sup>ème</sup> ; terrasse |
|----------------------|------------|-------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------------|
| S (cm <sup>2</sup> ) | 50x50      | 50x50 | 45x45                  | 40x40                  | 35x35                  | 30x30                        |
| P (KN)               | 19.125     | 25.5  | 15.5                   | 12.24                  | 9.38                   | 6.89                         |

- **Poids des poutres :**

$$P = S \times 25$$

**Tableau II.13 :** Evaluation des poids propres des poutres

| Les poutres          | Poutre principale | Poutre secondaire |
|----------------------|-------------------|-------------------|
| S (cm <sup>2</sup> ) | 30x40             | 30x35             |
| P (KN/ml)            | 3                 | 3.0625            |

❖ **La loi de dégression :**

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

- **Enoncé de la loi de dégression :**

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales pour les étages à usage d'habitations.

$Q_1 = Q_2 = Q_{10} = Q$  (étage à usage d'habitations),

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

|                    |  |
|--------------------|--|
| Terrasse.....      | $Q_0$  |
| Sous étage 10..... | $Q_0 + Q$  |
| Sous étage 9.....  | $Q_0 + Q + 0.9 \times Q$   |
| Sous étage 8.....  | $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$  |
| Sous étage 7.....  | $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q$                               |
| Sous étage 6.....  | $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$                |
| Sous étage 5.....  | $Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$ |

A partir du 5<sup>ème</sup> étage on aura toujours  $Q$  (étage précédent)  $+0.5 \times Q$ . **DTR B.C.2.**

Selon le **CBA93** (ArtB.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime de 10%.

**NB :** le **RPA99** (Art7.4.1) il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et ceux de rive, des sections identiques à celles des poteaux centraux, et cela pour une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau(E8) sont représentés dans le tableau II.14.

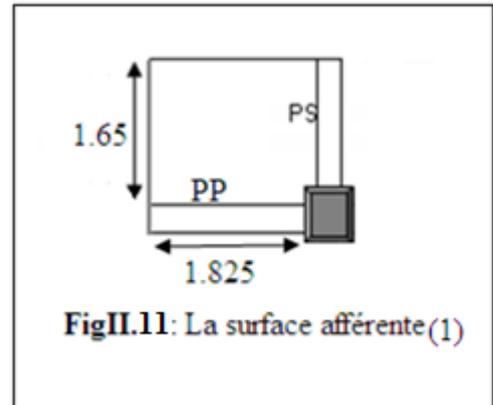
Tableau. II.14 : Descente de charge du poteau (E8).

| Niveau       | désignation  | G   | Q       | NU' = (1,35G+1,5Q)*1,1 |  |
|--------------|--|---|---------|------------------------|--|
| N1           | plancher terrasse +PP+PS   | 102,30  | 102,30  | 14,93                  |  |
| N2           | N1 + POT (30*30)   | 6,89  | 109,19  | 186,78                 |  |
| N3           | plancher sous R+10 +PP+PS  | 90,12   | 199,31  | 37,33                  |  |
| N4           | N3 + POT (35*35)   | 9,37  | 208,68  | 371,47                 |  |
| N5           | plancher sous R+9 +PP+PS   | 90,12   | 298,80  | 57,48                  |  |
| N6           | N5 + POT (35*35)   | 9,37  | 308,17  | 552,47                 |  |
| N7           | plancher sous R+8 +PP+PS   | 90,12   | 398,29  | 75,40                  |  |
| N8           | N7 + POT (35*35)   | 9,37  | 407,66  | 729,78                 |  |
| N9           | plancher sous R+7 +PP+PS   | 90,12   | 497,78  | 91,07                  |  |
| N10          | N9 + POT (40*40)   | 12,24   | 510,02  | 907,65                 |  |
| N11          | plancher sous R+6 +PP+PS   | 90,12   | 600,14  | 104,51                 |  |
| N12          | N11+ POT (40*40)   | 12,24   | 612,38  | 1081,82                |  |
| N13          | plancher sous R+5 +PP+PS   | 90,12   | 702,49  | 115,71                 |  |
| N14          | N13 + POT (40*40)  | 12,24   | 714,73  | 1252,30                |  |
| N15          | plancher sous R+4 +PP+PS   | 90,12   | 804,85  | 126,91                 |  |
| N16          | N15 + POT (45*45)  | 15,49   | 820,35  | 1427,61                |  |
| N17          | plancher sous R+3 +PP+PS   | 90,12   | 910,46  | 138,10                 |  |
| N18          | N17 + POT (45*45)  | 15,49   | 925,96  | 1602,91                |  |
| N19          | plancher sous R+2 +PP+PS   | 90,12   | 1016,07 | 149,30                 |  |
| N20          | N19 + POT (45*45)  | 15,49   | 1031,57 | 1778,22                |  |
| N21          | plancher sous R+1 +PP+PS   | 90,12   | 1121,69 | 160,50                 |  |
| N22          | N21 + POT (50*50)  | 25,50   | 1147,19 | 1968,39                |  |
| N23          | plancher sous RDC +PP+PS   | 90,12   | 1237,30 | 171,70                 |  |
| N24          | N23 + POT (50*50)  | 19,13   | 1256,43 | 2149,09                |  |
| N25          | plancher sous E-S1 +PP+PS  | 90,12   | 1346,55 | 182,89                 |  |
| N26          | N25 + POT (50*50)  | 19,13   | 1365,67 | 2329,80                |  |
| N27          | plancher sous E-S 2 +PP+PS   | 90,12   | 1455,79 | 194,09                 |  |
| N28          | N27 + POT (50*50)  | 19,13   | 1474,92 | 2510,50                |  |
| <b>Total</b> |  | G <sub>t</sub> = 1474.92 KN<br>Q <sub>t</sub> = 194.09 KN   |         |                        |  |
|              | N <sub>U</sub> = 1.35G <sub>t</sub> +1.5Q <sub>t</sub><br>N <sub>s</sub> = G <sub>t</sub> + Q <sub>t</sub> | N' <sub>U</sub> = 2510.5 KN<br>N' <sub>s</sub> = 1835.92 KN |         |                        |  |

❖ **Poteau B8 :**

• **Pour le plancher surélévation :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\text{charge permanente}} = 3.01 \text{ m}^2 \\ S_{\text{charge d'exploitation}} = 4.14 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$



• **Pour le plancher étage 10 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\text{charge permanente}} = 3.01 \text{ m}^2 \\ S_{\text{charge d'exploitation}} = 4.14 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

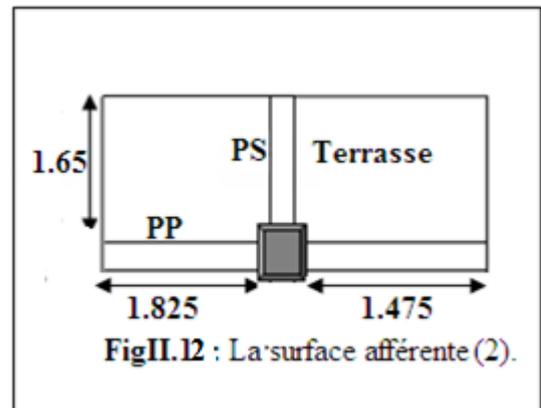
• **Pour le plancher étage 9 :**

**Habitation :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\text{charge permanente}} = 3.01 \text{ m}^2 \\ S_{\text{charge d'exploitation}} = 4.1 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

**Terrasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\text{charge permanente}} = 2.43 \text{ m}^2 \\ S_{\text{charge d'exploitation}} = 2.43 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$



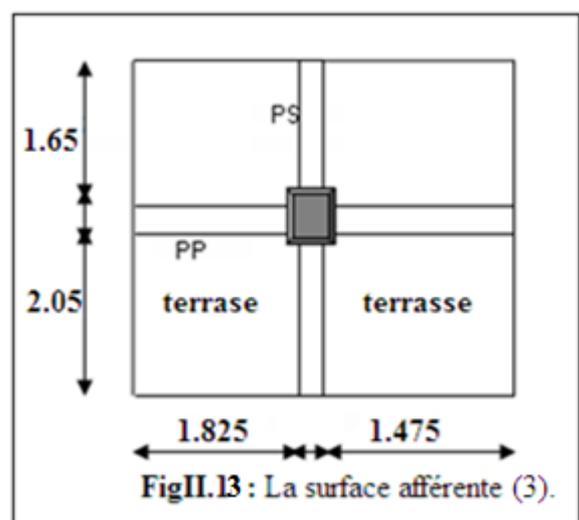
• **Pour le plancher étage 8 :**

**Habitation :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\text{charge permanente}} = 4.45 \text{ m}^2 \\ S_{\text{charge d'exploitation}} = 7.02 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

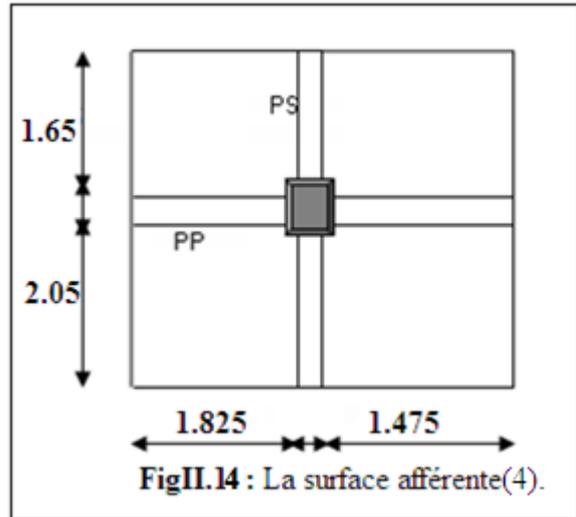
**Terrasse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\text{charge permanente}} = 6.77 \text{ m}^2 \\ S_{\text{charge d'exploitation}} = 7.38 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$



• Pour le plancher étage courant :

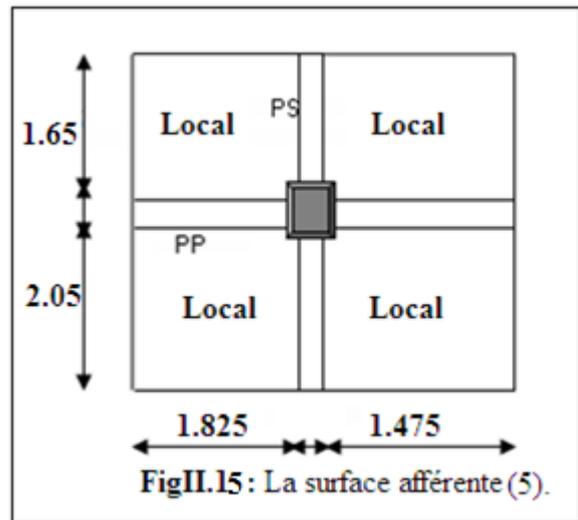
$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\text{charge permanente}} = 12.21 \text{ m}^2 \\ S_{\text{charge d'exploitation}} = 14.4 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$



FigII.14 : La surface afférente(4).

• Pour le plancher RDC :

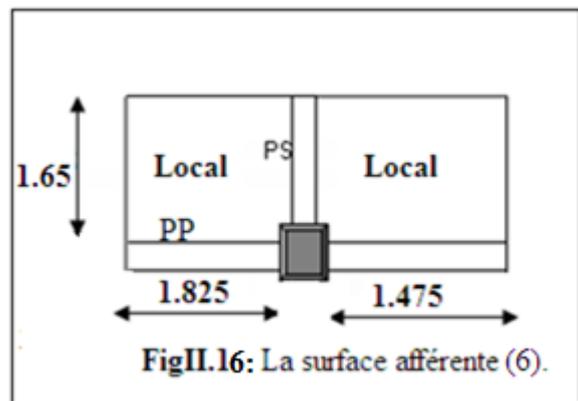
$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\text{charge permanente}} = 12.21 \text{ m}^2 \\ S_{\text{charge d'exploitation}} = 14.4 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$



FigII.15 : La surface afférente (5).

• Pour le Plancher Entres sol :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\text{charge permanente}} = 5.43 \text{ m}^2 \\ S_{\text{charge d'exploitation}} = 7.02 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$



FigII.16: La surface afférente (6).

Les résultats de la descente des charges pour le poteau(B8) sont dans le tableau suivant :

**Tableau. II.15** : Descente de charge du poteau (B8).

| Niveau | Désignation                |                 | G       | Q      |
|--------|----------------------------|-----------------|---------|--------|
| N1     | Planch s-elev +PP+PS+ACROT | 39,40           | 39,40   | 8,22   |
| N2     | N1 +POT (30*30)            | 6,89            | 46,28   |        |
| N3     | plancher terr +PP+PS       | 34,92           | 81,21   | 14,43  |
| N4     | N3 + POT (30*30)           | 6,89            | 88,09   |        |
| N5     | plancher sous R+10 +PP+PS  | 45,91           | 134,00  | 23,55  |
| N6     | N5 + POT (35*35)           | 9,37            | 143,37  |        |
| N7     | plancher sous R+9 +PP+PS   | 91,92           | 235,29  | 37,88  |
| N8     | N7 + POT (35*35)           | 9,37            | 244,66  |        |
| N9     | plancher sous R+8 +PP+PS   | 85,42           | 330,09  | 53,00  |
| N10    | N9 + POT (35*35)           | 9,37            | 339,46  |        |
| N11    | plancher sous R+7 +PP+PS   | 85,42           | 424,88  | 65,96  |
| N12    | N11 + POT (40*40)          | 12,24           | 437,12  |        |
| N13    | plancher sous R+6 +PP+PS   | 85,42           | 522,55  | 76,76  |
| N14    | N13 + POT (40*40)          | 12,24           | 534,79  |        |
| N15    | plancher sous R+5 +PP+PS   | 85,42           | 620,21  | 87,56  |
| N16    | N15 + POT (40*40)          | 12,24           | 632,45  |        |
| N17    | plancher sous R+4 +PP+PS   | 85,42           | 717,87  | 98,36  |
| N18    | N17 + POT (45*45)          | 15,49           | 733,37  |        |
| N19    | plancher sous R+3 +PP+PS   | 85,42           | 818,79  | 109,16 |
| N20    | N19 + POT (45*45)          | 15,49           | 834,28  |        |
| N21    | plancher sous R+2 +PP+PS   | 85,42           | 919,71  | 119,96 |
| N22    | N21 + POT (45*45)          | 15,49           | 935,20  |        |
| N23    | plancher sous R+1 +PP+PS   | 85,42           | 1020,62 | 191,96 |
| N24    | N23 + POT (50*50)          | 25,50           | 1046,12 |        |
| N25    | plancher sous RDC +PP+PS   | 43,50           | 1089,62 | 209,51 |
| N26    | N25 + POT (50*50)          | 19,13           | 1108,75 |        |
| N27    | plancher sous E-S 1 +PP+PS | 43,50           | 1152,24 | 227,06 |
| N28    | N27 + POT (50*50)          | 19,13           | 1171,37 |        |
| N29    | plancher sous E-S 2 +PP+PS | 43,50           | 1214,87 | 244,61 |
| N30    | N29 + POT (50*50)          | 19,13           | 1233,99 |        |
| TOTAL  |                            | Gt = 1233,99 KN |         |        |
|        |                            | Qt = 244,61 KN  |         |        |

**Récapitulation des résultats :****Tableau II.16 :** Résultats des deux descentes de charge des poteaux (E8) et (B8).

|                    | <b>G(KN)</b> | <b>Q(KN)</b> |
|--------------------|--------------|--------------|
| <b>Poteau (E8)</b> | 1474.92      | 194.09       |
| <b>Poteau(B8)</b>  | 1233,99      | 244,61       |

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on constate bien que le poteau le plus sollicité sous le chargement vertical est (E8).

**❖ Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_U}{B} \leq \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_{b,0}} = 14.2 \text{MPa} \quad \text{BAEL91 (Art A.4.3.4)}$$

**Tableau. II .17 :** vérification des poteaux à la compression simple.

| Niveaux   | Nu<br>(KN) | Sections (cm) | Condition B adapté > B calculé |           | observation |
|---|------------|---------------|--------------------------------|-----------|-------------|
|   |            |               | B adopté                       | B calculé |             |
| Entres sol, RDC   | 2510,50    | 0.50x0.50     | 0.25                           | 0.18      | vérifiée    |
| 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>  | 1778,22    | 0.45x0.45     | 0.2                            | 0.12      | vérifiée    |
| 4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> | 1252,30    | 0.40x0.40     | 0.16                           | 0.09      | vérifiée    |
| 7 <sup>eme</sup> , 8 <sup>eme</sup> , 9 <sup>eme</sup>  | 729,78     | 0.35x0.35     | 0.12                           | 0.05      | vérifiée    |
| 10 <sup>eme</sup> , terrasse                            | 186,78     | 0.30x0.30     | 0.09                           | 0.013     | vérifiée    |

**❖ Vérification vis-à-vis le flambement :**

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement) :

L'exemple de calcul ci-dessous est celui du poteau de RDC, les résultats des autres niveaux sont résumés dans le tableau II.19.

Calcul de l'élanement :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.5 \times 0.5^3}{12} = 0.0052 \text{ m}^4, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.144$$

$$l_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 19.83, \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{19.83}{35}\right)^2} = 0.8$$

il faut vérifier :  $B_r = \frac{Nu}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right)}$  BAEL91(Art B.8.4.1).

$$B_r = \frac{2.539}{0,8 \left( \frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right)} = 0.144 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (50-2) \times (50-2) \times 10^{-4} = 0.2304 \text{ m}^2$$

0.2304 > 0.144 donc les poteaux ne risquent pas de flamber.

**Tableau. II.18** : vérification des poteaux au flambement.

| Niveaux   | Nu<br>(KN) | Sections (cm) | Condition Br adapté > Br calculé |            | observation |
|---|------------|---------------|----------------------------------|------------|-------------|
|   |            |               | Br adopté                        | Br calculé |             |
| Entres sol  | 2510,50    | 0.50x0.50     | 0,18                             | 0,14       | vérifiée    |
| RDC   | 2510,50    | 0.50x0.50     | 0,18                             | 0,11       | vérifiée    |
| 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>  | 1778,22    | 0.45x0.45     | 0,16                             | 0,10       | vérifiée    |
| 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> | 1252,30    | 0.40x0.40     | 0,14                             | 0,07       | vérifiée    |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>  | 729,78     | 0.35x0.35     | 0,13                             | 0,04       | vérifiée    |
| 10 <sup>ème</sup> , terrasse                            | 186,78     | 0.30x0.30     | 0,11                             | 0,01       | vérifiée    |

Vu que les sections adoptées sont plus grandes que les sections calculées, le pré dimensionnement des poteaux a été revu, les sections choisies sont :

RDC, Entre sols 1, 2, 3: 40 × 50cm<sup>2</sup>.

1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage : 40 × 45cm<sup>2</sup>.

4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> étage : 40 × 40cm<sup>2</sup>.

7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> étage : 40 × 35cm<sup>2</sup>.

10<sup>ème</sup> étage, terrasse: 40 × 30cm<sup>2</sup>.

Tableau. II.19 : vérification des poteaux (redimensionnés) à la compression simple.

| Niveaux   | Nu (KN) | Sections (cm) | Condition B adapté > B calculé |           | observation |
|---|---------|---------------|--------------------------------|-----------|-------------|
|   |         |               | B adopté                       | B calculé |             |
| Entres sol, RDC   | 2510,50 | 0.40x0.50     | 0.2                            | 0.18      | vérifiée    |
| 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>  | 1778,22 | 0.40x0.45     | 0.18                           | 0.12      | vérifiée    |
| 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> | 1252,30 | 0.40x0.40     | 0.16                           | 0.09      | vérifiée    |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>  | 729,78  | 0.40x0.35     | 0.14                           | 0.05      | vérifiée    |
| 10 <sup>ème</sup> , terrasse                            | 186,78  | 0.40x0.30     | 0.12                           | 0.013     | vérifiée    |

$$b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \dots\dots IV \quad \text{RPA99 (Art 7.5.1)}$$

$$h=40 \text{ cm}, b_{1\min}=30 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} b_{\max} \leq 1.5 \times 35 + 30 = 82.5 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} < 82.5 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Conclusion**

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

❖ **Les poutres :**

Principales : 30 x 40

Secondaires : 30 x 35

❖ **Les poteaux :**

- ✓ RDC, Entres sol 1, 2, 3 : 40x50cm<sup>2</sup>
- ✓ 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage : 40x45cm<sup>2</sup>
- ✓ 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> étage : 40x40cm<sup>2</sup>
- ✓ 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>; 9<sup>ème</sup> étage : 40x35cm<sup>2</sup>
- ✓ 10<sup>ème</sup> étage, terrasse : 40x30cm<sup>2</sup>

## Chapitre III:

### Etude des Eléments Secondaires

### III. 1 Etude des planchers (corps creux):

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple avec cisaillement sous la charge  $q$  (qu à l'ELU et  $q_s$  à l'ELS) comme une poutre continue ; pour le calcul des sollicitations, nous disposons de deux méthodes telles que la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

#### A. Méthode forfaitaire (simplifiée) Annexe E.1 du BAEL 91 (Art III.2) :

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres continues et les dalles pleines portantes dans un seul sens, si les conditions suivantes sont vérifiées : (BAEL91 art B.6.2, 210)

- le plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min (2G ; 5\text{KN}/m^2)$
- le rapport entre deux travées successives doit être compris  $[0.8; 1.25]$  :  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$ .
- le moment d'inertie  $I$  constant dans toute la poutre.
- la fissuration peu nuisible F.P.N (les poutrelles se calculent en F.P.N).

\* Si l'une des trois dernières conditions n'est pas satisfaite on applique la méthode de caquot minoré \*

#### Principe de la méthode forfaitaire : CBA 93 (Art B.6.2.2.1.0)

Soit une poutre continue en béton armé, on appelle :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  : Le degré de surcharge du plancher.

$M_0$  : Moment isostatique dans la travée.

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche.

$M_t$  : Moment max en travée hyperstatique.

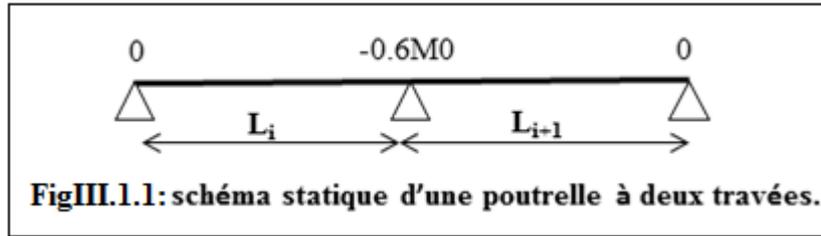
#### ❖ Moment aux appuis :

##### Appuis de rive :

Les moments aux appuis de rive sont nuls, mais le **RPA99** exige une quantité d'acier équilibrant un moment égale  $(-0.15M_0^{\max})$ .

**Appuis intermédiaire :**

$-0.6 \times M_0$  pour une poutre à deux travées

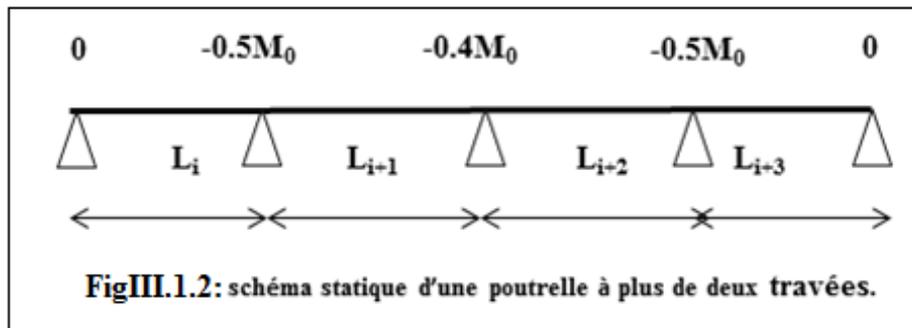


Dans une poutre à plus de deux travées :

$-0.5 \times M_0$  : Pour les appuis voisins de rive ;

$-0.4 \times M_0$  : Pour les appuis intermédiaires ;

$M_0$  : maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$  .



❖ **Moment en travées**

Chaque travée est calculée indépendamment, le moment max en travée est déterminé par des deux conditions suivantes :

1<sup>ère</sup> condition  $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$

2<sup>ème</sup> condition  $\begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$

**L'effort tranchant :**

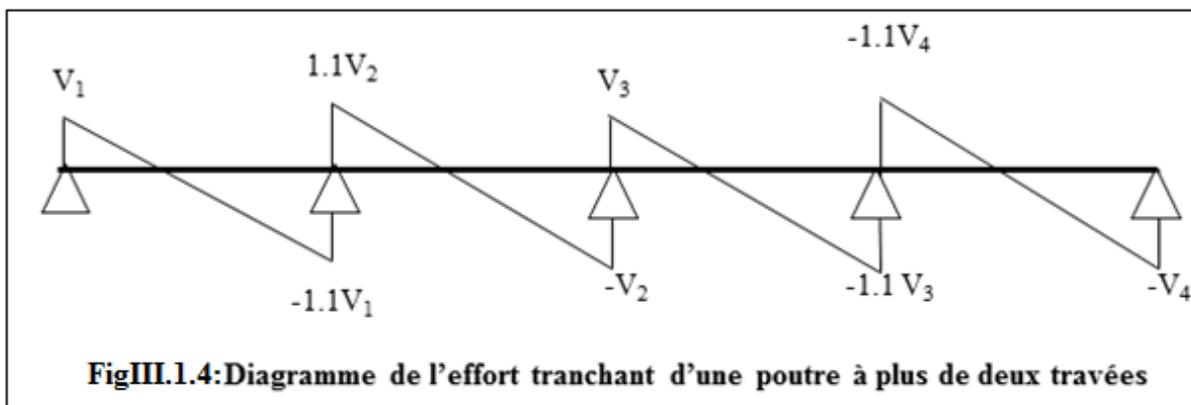
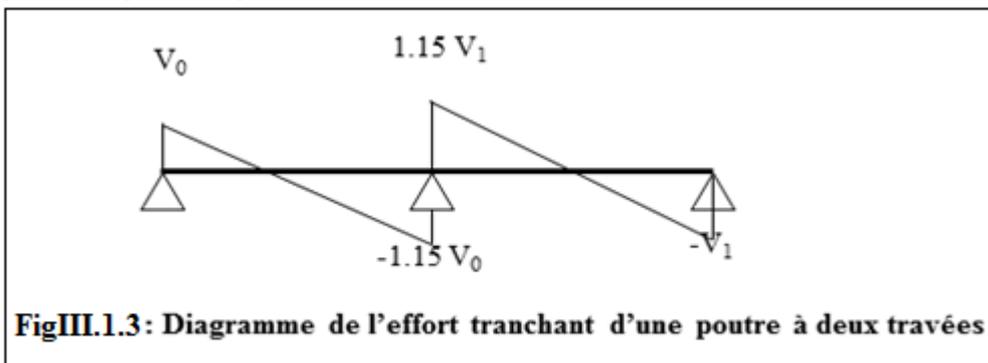
L'effort tranchant est évalué par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la *RDM*.

**Méthode forfaitaire :**

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans la méthode forfaitaire, l'effort tranchant hyperstatique est égale à l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_i$  avec :

15 % pour une poutre à deux travées.

10 % pour une poutre à plus de deux travées.



**B. Méthode de Caquot minorée : Annexe E.2 du BAEL 91.**

Le principe repose sur la méthode des trois moments que Caquot a modifiée et réadaptée aux poutres continues en béton armé. La méthode consiste à minorer la charge permanente  $G$  par

un coefficient  $G' = \frac{2}{3} G$

**B.1) Exposée de la méthode :**

**Evaluation des moments :**

**1) Moment sur appuis intermédiaire ( $M_i$ ):**

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

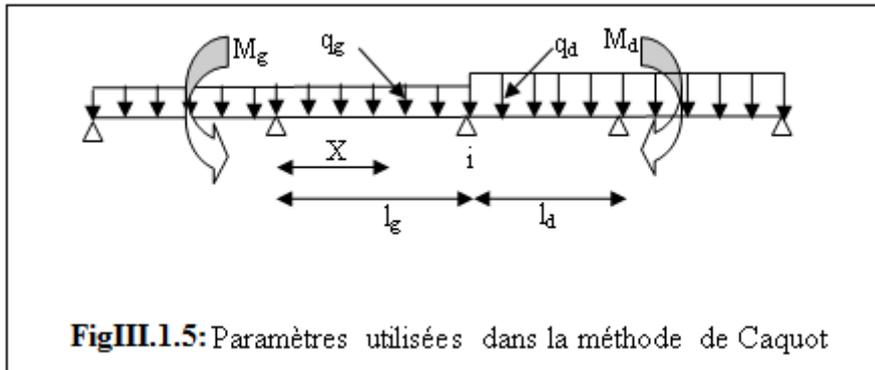
Tel que :  $\begin{cases} L_g \text{ et } L_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

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

**2) moment sur appuis de rive**

$$M_a = -0,15M_0^{\max}$$

**3) Moment en travée ( $M_t$ ) :**



$$M_i(X_0) = M_0(x_0) + M_g \times \left(1 - \frac{X_0}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X_0}{l}\right) = \frac{q \times X_0}{2} \times (L - X_0) + M_g \left(1 - \frac{X_0}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X_0}{l}\right)$$

$$\frac{dM_i(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{1}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow x_0 = \frac{1}{2} - \left[ \frac{M_g - M_d}{ql} \right]$$

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

**4) Effort tranchant :**

$$V = \pm \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

III. 1. 2. Différents types de poutrelles :

Le sens de la disposition des poutrelles est représenté sur la figure suivante :

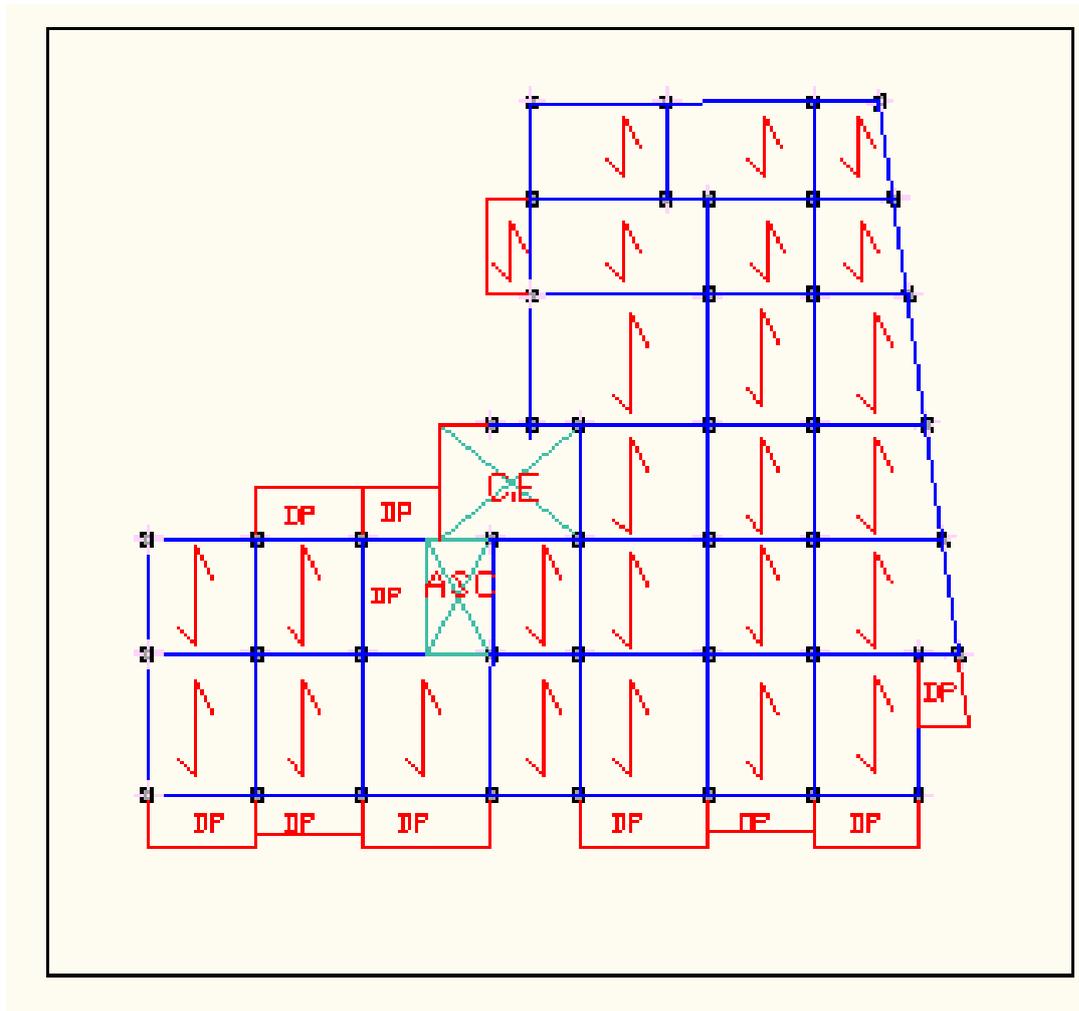


Fig III.1.6: Disposition des poutrelles.

Les différents types de poutrelles sont résumés dans le tableau III.1.1 :

**Tableau III.1.1:** Les différents types de poutrelles.

|   | localisation           | chargement | Schéma statique |
|---|------------------------|------------|-----------------|
| 1 | S.E ;R+9               | Ter.innac  |                 |
|   | R+(10 ;8 ;7),<br>ES2;3 | Habitation |                 |
| 2 | R+10                   | Ter.innac  |                 |
|   | R+9...RDC,<br>ES2 ;3   | Habitation |                 |
| 3 | R+10                   | Ter.innac  |                 |
|   | R+9                    | Habitation |                 |
|   | ES 1                   | Commerce   |                 |
|   | ES 2 ; 3               | Local      |                 |
| 4 | R+7                    | Ter.acc    |                 |
|   | R+6...RDC              | Habitation |                 |
| 5 | R+7                    | Ter.acc    |                 |
|   | R+6...RDC              | Habitation |                 |
| 6 | R+7                    | Ter.acc    |                 |
|   | R+6...RDC              | Habitation |                 |
| 7 | S E                    | Ter.innac  |                 |

**III. 1. 3. Calcul des sollicitations :**

A l'ELU :  $qu = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $pu = qs \times l_x$

A l'ELS :  $qs = G + Q$  et  $ps = qs \times l_x$ ,  $l_x$  est l'entraxe de deux poutrelles.

**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1.  $Q = (1 ; 1.5 ; 5 ; 2.5) \leq 5 \text{ KN/m}^2$  Condition vérifiée.
2. Les rapports entre deux travées successives sont résumés dans le tableau III.1.2.
3. Les sections sont constantes sur toutes les travées.
4. La fissuration est considérée comme peut nuisible.

**Tableau III.1.2:** Vérification de la deuxième condition d'application de la méthode forfaitaire.

|             |          |              |            |          |                     |
|-------------|----------|--------------|------------|----------|---------------------|
| Type        | 1, 5,7   | 2            | 3          | 4        | 6                   |
| Li/Li+1     | 1        | 1.4/0.97     | 1/0.87/1.4 | 1.2      | 1.2/1/0.87/1.4/0.97 |
| Observation | Vérifiée | Non vérifiée |            | Vérifiée | Non vérifiée        |

Cette condition est satisfaite uniquement pour les types : 1, 4, 5 et 7 donc on applique la méthode forfaitaire pour les types : 1, 4, 5 et 7, et la méthode de Caquot minorée pour les autres types.

**Tableau III.1.3 :** Les différentes charges et surcharges.

| planchers             | G<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | Q<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | ELU                                    |                           | ELS                                    |                           |
|-----------------------|---------------------------|---------------------------|--|---------------------------|--|---------------------------|
|                       |                           |                           | q <sub>u</sub><br>(KN/m <sup>2</sup> ) | P <sub>u</sub><br>(KN/ml) | q <sub>s</sub><br>(KN/m <sup>2</sup> ) | P <sub>s</sub><br>(KN/ml) |
| Terrasse inaccessible | 6.35                      | 1.0                       | 10,07                                  | 6.55                      | 7,35                                   | 4.78                      |
| Terrasse accessible   | 6.85                      | 1.5                       | 11,50                                  | 7.47                      | 8,35                                   | 5.43                      |
| Etages courants       | 5.39                      | 1.5                       | 9,53                                   | 6.19                      | 6,89                                   | 4.48                      |
| Etages commerciaux    | 5.39                      | 5.0                       | 14.78                                  | 9.60                      | 10.39                                  | 6.75                      |
| Etage local           | 5.39                      | 2.5                       | 11.03                                  | 7.17                      | 7.89                                   | 5.13                      |

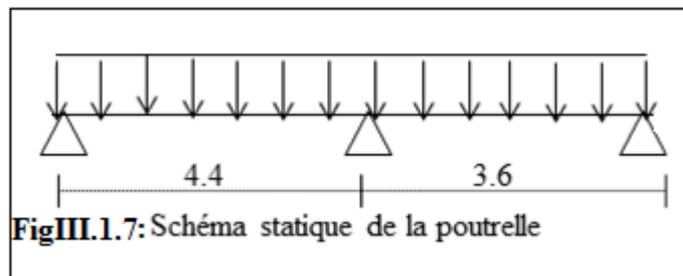
**Exemple de calcul de sollicitations dans les poutrelles :**

**Poutrelles du Plancher terrasse accessible au niveau R+7 :**

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous avons procédé aux calculs des moments et des efforts tranchants.

**Moments isostatiques :**

$$M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8}$$



**ELU :** Travée A-B :  $M_0 = \frac{7.48 \times 4.4^2}{8} = 18.10 \text{KN.m}$

Travée B-C :  $M_0 = 12.13 \text{KN.m}$

**ELS :** Travée A-B :  $M_0 = 13.14 \text{KN.m}$

Travée B-C :  $M_0 = 8.80 \text{KN.m}$

**Moments aux appuis :**

Appuis de rive :  $M_A = M_C = -0.15 \times M_0 \text{ max} \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } M_A = M_B = 2.71 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_A = M_B = 1.97 \text{ KN.m} \end{cases}$

Appui intermédiaire :  $\Rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } M_B = -0.6 \times M_{AB}^0 = -0.6 \times 18.10 = -10.86 \text{KN.m} \\ \text{ELS : } M_B = -0.6 \times M_{AB}^0 = -0.6 \times 14.14 = -7.88 \text{KN.m} \end{cases}$

**Moments en travées :**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+6.85} = 0.180 \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq [\max(1+0.3 \times \alpha; 1.05) - \frac{0.6}{2}] M_0 = 0.754 M_0 \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 = 0.627 M_0 \end{cases}$

**ELU**  $\begin{cases} \text{AB : } M_t \geq 0.754 \times M_0 = 13.65 \text{KN.m} \\ \text{BC : } M_t \geq 9.15 \text{ KN.m} \end{cases}$

**ELS**  $\begin{cases} \text{AB : } M_t \geq 9.90 \text{ KN.m} \\ \text{BC : } M_t \geq 6.64 \text{ KN.m} \end{cases}$

**Les efforts tranchants :**

Effort tranchant isostatique

$V_1 = \frac{7.48 \times 4.4}{2} = 16.46 \text{KN} \Rightarrow \begin{cases} V = V_1 = 16.46 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 \times V_1 = -18.93 \text{KN} \end{cases}$

$V_2 = \frac{7.48 \times 3.6}{2} = 13.46 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} V_B = 1.15 \times V_2 = 15.50 \text{ KN} \\ V_C = -V_1 = -13.46 \text{ KN} \end{cases}$

Les sollicitations de tous les types de poutrelles dans tous les planchers sont illustrés dans le tableau III.1.4 :

**Tableau. III.1.4 :** Sollicitations dans toutes les poutrelles de tous les niveaux.

| Type | Travée | ELU   |         |         |         |         |         |         | ELS     |         |         |         |
|------|--------|-------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
|      |        | L (m) | qu Kn/m | Mg KN.m | Md KN.m | Mt KN.m | Vg (KN) | Vd (KN) | qs KN/m | Mg KN.m | Md KN.m | Mt KN.m |
| SE   |        |       |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |
| 1    | AB     | 3.6   | 6.55    | -1.59   | -1.59   | 11.14   | 11.78   | -11.78  | 4.78    | -1.16   | -1.16   | 8.13    |
| 7    | AB     | 3.6   | 6.55    | -1.59   | -6.36   | 7.95    | -11.78  | -13.55  | 4.78    | -1.16   | -4.64   | 5.80    |
|      | BC     | 3.6   | 6.55    | -6.36   | -1.59   | 7.95    | 13.55   | -11.78  | 4.78    | -4.64   | -1.16   | 5.80    |
| R+10 |        |       |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |
| 1    | AB     | 3.6   | 6.19    | -1.5    | -1.5    | 10.69   | 11.15   | -11.15  | 4.48    | -1.09   | -1.09   | 7.73    |
| 2    | AB     | 4.1   | 6.55    | -1.48   | -7.01   | 10.44   | 11.71   | -15.13  | 4.78    | -1.07   | -5.09   | 7.66    |
|      | BC     | 2.97  | 6.55    | -7.01   | -3.2    | 2.22    | 11.01   | -8.44   | 4.78    | -5.09   | -2.32   | 1.65    |
|      | CD     | 3.05  | 6.55    | -3.2    | -1.48   | 6.1     | 11.03   | -8.93   | 4.78    | -2.32   | -1.07   | 4.46    |
| 3    | AB     | 3.6   | 6.55    | -1.48   | -6.01   | 7.82    | 10.12   | -13.45  | 4.78    | -1.07   | -4.36   | 5.71    |
|      | BC     | 3.6   | 6.55    | -6.01   | -5.30   | 4.85    | 11.98   | -11.59  | 4.78    | -4.36   | -3.84   | 3.64    |
|      | CD     | 4.1   | 6.55    | -5.30   | -5.43   | 8.39    | 13.39   | -13.45  | 4.78    | -3.84   | -3.94   | 6.15    |
|      | DE     | 2.97  | 6.55    | -5.43   | -1.48   | 4.76    | 11.55   | -7.89   | 4.78    | -3.94   | -1.07   | 3.48    |
| R+9  |        |       |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |
| 1    | AB     | 3.6   | 6.55    | -1.59   | -1.59   | 11.14   | 11.78   | -11.78  | 4.78    | -1.16   | -1.16   | 8.13    |
| 2    | AB     | 4.1   | 6.19    | -1.45   | -6.90   | 9.76    | 11.01   | -14.38  | 4.48    | -1.04   | -4.95   | 7.10    |
|      | BC     | 2.97  | 6.19    | -6.90   | -3.15   | 1.91    | 10.46   | -7.93   | 4.48    | -4.95   | -2.26   | 1.42    |
|      | CD     | 3.05  | 6.19    | -3.15   | -1.45   | 5.71    | 10.48   | -8.41   | 4.48    | -2.26   | -1.04   | 4.14    |
| 3    | AB     | 3.6   | 6.19    | -1.45   | -5.91   | 7.29    | 9.5     | -12.97  | 4.48    | -1.04   | -4.24   | 5.29    |
|      | BC     | 3.6   | 6.19    | -5.91   | -5.22   | 4.47    | 11.34   | -10.95  | 4.48    | -4.24   | -3.74   | 3.27    |
|      | CD     | 4.1   | 6.19    | -5.22   | -5.34   | 7.73    | 12.66   | -12.72  | 4.48    | -3.74   | -3.83   | 5.62    |
|      | DE     | 2.97  | 6.19    | -5.34   | -1.45   | 4.42    | 10.99   | -7.40   | 4.48    | -3.83   | -1.04   | 3.21    |
| R+8  |        |       |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |
| 1    | AB     | 3.6   | 6.19    | -1.5    | -1.5    | 10.69   | 11.15   | -11.15  | 4.48    | -1.09   | -1.09   | 7.73    |
| 2    | AB     | 4.1   | 6.19    | -1.45   | -6.90   | 9.76    | 11.01   | -14.38  | 4.48    | -1.04   | -4.95   | 7.10    |
|      | BC     | 2.97  | 6.19    | -6.90   | -3.15   | 1.91    | 10.46   | -7.93   | 4.48    | -4.95   | -2.26   | 1.42    |
|      | CD     | 3.05  | 6.19    | -3.15   | -1.45   | 5.71    | 10.48   | -8.41   | 4.48    | -2.26   | -1.04   | 4.14    |
| R+7  |        |       |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |
| 1    | AB     | 3.6   | 6.19    | -1.5    | -1.5    | 10.69   | 11.15   | -11.15  | 4.48    | -1.09   | -1.09   | 7.73    |
| 2    | AB     | 4.1   | 6.19    | -1.45   | -6.90   | 9.76    | 11.01   | -14.38  | 4.48    | -1.04   | -4.95   | 7.10    |
|      | BC     | 2.97  | 6.19    | -6.90   | -3.15   | 1.91    | 10.46   | -7.93   | 4.48    | -4.95   | -2.26   | 1.42    |

|  |            |      |      |        |        |       |        |        |      |       |       |       |
|--|------------|------|------|--------|--------|-------|--------|--------|------|-------|-------|-------|
|  | CD         | 3.05 | 6.19 | -3.15  | -1.45  | 5.71  | 10.48  | -8.41  | 4.48 | -2.26 | -1.04 | 4.14  |
| 4  | AB         | 4.4  | 7.48 | -2.71  | -10.85 | 13.63 | 16.44  | -18.91 | 5.43 | -1.97 | -7.88 | 8.90  |
|  | BC         | 3.6  | 7.48 | -10.85 | -2.71  | 9.13  | -15.47 | -13.45 | 5.43 | -7.88 | -1.97 | 6.63  |
| 5  | AB         | 4.4  | 7.78 | -2.71  | -2.71  | 19.06 | 16.44  | -16.44 | 5.43 | -1.97 | -1.97 | 13.84 |
| 6  | AB         | 4.4  | 7.78 | -1.99  | -9.64  | 13.59 | 14.25  | -18.63 | 5.43 | -1.43 | -6.95 | 9.89  |
|  | BC         | 3.6  | 7.48 | -9.64  | -5.34  | 4.71  | 14.65  | -12.26 | 5.43 | -6.95 | -3.85 | 3.45  |
|  | CD         | 3.6  | 7.48 | -5.34  | -6.18  | 6.35  | 13.22  | -13.64 | 5.43 | -3.85 | -4.46 | 4.64  |
|  | DE         | 4.1  | 7.78 | -6.18  | -5.54  | 9.84  | 15.48  | -15.16 | 5.43 | -4.46 | -3.99 | 7.18  |
|  | EF         | 2.97 | 7.78 | -5.54  | -4.96  | 2.99  | 11.30  | -10.90 | 5.43 | -3.99 | -3.57 | 2.20  |
|  | FG         | 3.05 | 7.48 | -4.96  | -1.99  | 6.39  | 13.02  | -9.77  | 5.43 | -3.57 | -1.43 | 4.18  |
| Type   | RDC+ 1...6 |      |      |        |        |       |        |        |      |       |       |       |
| 5  | AB         | 4.4  | 6.19 | -2.25  | -2.25  | 15.96 | 13.62  | -13.62 | 4.48 | -1.63 | -1.63 | 11.55 |
| 2  | AB         | 4.1  | 6.19 | -1.45  | -6.90  | 9.76  | 11.01  | -14.38 | 4.48 | -1.04 | -4.95 | 7.10  |
|  | BC         | 2.97 | 6.19 | -6.90  | -3.15  | 1.91  | 10.46  | -7.93  | 4.48 | -4.95 | -2.26 | 1.42  |
|  | CD         | 3.05 | 6.19 | -3.15  | -1.45  | 5.71  | 10.48  | -8.41  | 4.48 | -2.26 | -1.04 | 4.14  |
| 4  | AB         | 4.4  | 6.19 | -1.68  | -8.95  | 10.84 | 11.59  | -15.66 | 4.48 | -1.63 | -6.50 | 8,29  |
|  | BC         | 3.6  | 6.19 | -8.95  | -1.68  | 6.06  | 13.63  | -8.66  | 4.48 | -6.50 | -1,63 | 5,55  |
| 6  | AB         | 4.4  | 6.19 | -1.68  | -8.14  | 11.19 | 11.77  | -15.47 | 4.48 | -1.20 | -5.84 | 8.12  |
|  | BC         | 3.6  | 6.19 | -8.14  | -4.50  | 3.79  | 12.15  | -10.14 | 4.48 | -5.84 | -3.23 | 2.78  |
|  | CD         | 3.6  | 6.19 | -4.50  | -5.22  | 5.17  | 10.95  | -11.34 | 4.48 | -3.23 | -3.74 | 3.77  |
|  | DE         | 4.10 | 6.19 | -5.22  | -4.68  | 8.07  | 12.83  | -12.56 | 4.48 | -3.74 | -3.35 | 5.86  |
|  | EF         | 2.97 | 6.19 | -4.68  | -4.18  | 2.40  | 9.36   | -9.03  | 4.48 | -3.35 | -3.00 | 1.76  |
|  | FG         | 3.05 | 6.19 | -4.18  | -1.68  | 5.26  | 10.81  | -8.07  | 4.48 | -3.00 | -1.20 | 3.82  |
| Type   | E.S 1      |      |      |        |        |       |        |        |      |       |       |       |
| 3  | AB         | 3.6  | 9.61 | -2.53  | -10.28 | 10.87 | 14.43  | -20.14 | 4.48 | -1.76 | -7.15 | 7.66  |
|  | BC         | 3.6  | 9.61 | -10.28 | -9.07  | 5.89  | 17.62  | -16.95 | 4.48 | -7.15 | -6.31 | 4.21  |
|  | CD         | 4.10 | 9.61 | -9.07  | -9.29  | 11.00 | 19.64  | -19.74 | 4.48 | -6.31 | -6.46 | 7.80  |
|  | DE         | 2.97 | 9.61 | -9.29  | -2.53  | 6.45  | 17.39  | -11.13 | 4.48 | -6.46 | -1.76 | 4.56  |
| 1  | AB         | 3.6  | 6.19 | -1.5   | -1.5   | 10.69 | 11.15  | -11.15 | 4.48 | -1.09 | -1.09 | 7.73  |
| 2  | AB         | 4.1  | 6.19 | -1.45  | -6.90  | 9.76  | 11.01  | -14.38 | 4.48 | -1.04 | -4.95 | 7.10  |
|  | BC         | 2.97 | 6.19 | -6.90  | -3.15  | 1.91  | 10.46  | -7.93  | 4.48 | -4.95 | -2.26 | 1.42  |
|  | CD         | 3.05 | 6.19 | -3.15  | -1.45  | 5.71  | 10.48  | -8.41  | 4.48 | -2.26 | -1.04 | 4.14  |
| 3  | AB         | 3.6  | 7.17 | -1.76  | -7.16  | 8.31  | 10.91  | -14.89 | 5.13 | -1.25 | -5.07 | 5.97  |
|  | BC         | 3.6  | 7.17 | -7.16  | -6.32  | 4.88  | 13.13  | -12.67 | 5.13 | -5.07 | -4.48 | 3.54  |
|  | CD         | 4.1  | 7.17 | -6.32  | -6.47  | 8.67  | -14.66 | -14.73 | 5.13 | -4.48 | -4.58 | 6.25  |
|  | DE         | 2.97 | 7.17 | -6.47  | -1.76  | 5.00  | -12.82 | -8.46  | 5.13 | -4.58 | -1.25 | 3.6   |
| Max en appuis de rive ; Max en appuis intermédiaires ; Max en travées ; effort tranchant max |            |      |      |        |        |       |        |        |      |       |       |       |

III. 1. 3.1: Sollicitations maximales dans chaque plancher :

Tableau III.1. 5 : Sollicitations maximales dans chaque plancher.

| planchers   | ELU                         |                             |                                 |                          | ELS                         |                             |                                 |
|-------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------------------------|--------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------------------------|
|             | Mt <sup>max</sup><br>(KN.m) | Ma <sup>max</sup><br>(KN.m) | Ma <sup>int.max</sup><br>(KN.m) | V <sup>max</sup><br>(KN) | Mt <sup>max</sup><br>(KN.m) | Ma <sup>max</sup><br>(KN.m) | Ma <sup>int.max</sup><br>(KN.m) |
| S.E         | 11.14                       | -1.59                       | -6.36                           | 13.55                    | 8.13                        | -1.16                       | -4.64                           |
| R+10        | 10.69                       | -1.50                       | -7.01                           | -15.13                   | 7.73                        | -1.09                       | -5.09                           |
| R+9         | 11.14                       | -1.59                       | -6.90                           | -14.38                   | 8.13                        | -1.16                       | -4.95                           |
| R+8         | 10.69                       | -1.50                       | -6.90                           | -14.38                   | 7.73                        | -1.09                       | -4.95                           |
| R+7         | 19.06                       | -2.71                       | -10.85                          | -18.91                   | 13.84                       | -1.97                       | -7.88                           |
| RDC.....R+6 | 15.96                       | -2.25                       | -8.95                           | -15.66                   | 11.55                       | -1.63                       | -6.5                            |
| E.S 1       | 11.00                       | -2.53                       | -10.28                          | -20.14                   | 7.80                        | -1.76                       | -7.15                           |
| E.S 2 ; 3   | 10.69                       | -1.76                       | -7.16                           | -14.89                   | 7.73                        | -1.25                       | -5.07                           |

III. 1. 3.2 : Sollicitations maximales retenues pour le calcul de ferrailage :

Tableau.III.1.6: Sollicitations maximales retenues pour le calcul du ferrailage de poutrelles.

| Planchers            | type       | ELU                         |                              |                             |                          | ELS          |                             |                              |
|----------------------|------------|-----------------------------|------------------------------|-----------------------------|--------------------------|--------------|-----------------------------|------------------------------|
|                      |            | Mt <sup>max</sup><br>(KN.m) | Ma <sup>rive</sup><br>(KN.m) | Ma <sup>int</sup><br>(KN.m) | V <sup>max</sup><br>(KN) | Mt<br>(KN.m) | Ma <sup>riv</sup><br>(KN.m) | Ma <sup>int.</sup><br>(KN.m) |
| S.E ; R+9            | 1,2 ,3 ,7  | 11.14                       | -1.59                        | -6.90                       | -14.38                   | 8.13         | -1.16                       | -4.95                        |
| R+10 ;R+8;<br>E.S2,3 | 1,2 ,3     | 10.69                       | -1.76                        | -7.16                       | -15.13                   | 7.73         | -1.25                       | -5.09                        |
| R+7                  | 1, 2,4,5,6 | 19.06                       | -2.71                        | -10.85                      | -18.91                   | 13.84        | -1.97                       | -7.88                        |
| RDC....R+6           | 2, 4, 5, 6 | 15.96                       | -2.25                        | -8.95                       | -15.66                   | 11.55        | -1.63                       | -6.5                         |
| E.S 1                | 3          | 11.00                       | -2.53                        | -10.28                      | -20.14                   | 7.80         | -1.76                       | -7.15                        |

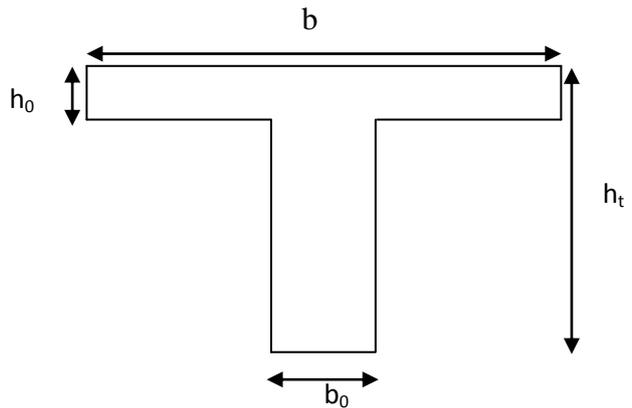
**III. 1. 4. Ferrailage des poutrelles :**

$h_t = 20 \text{ cm}$

$h_0 = 4 \text{ cm}$

$b = 60 \text{ cm}$

$b_0 = 10 \text{ cm}$



**Figure III.1.8:** Dimensions de la poutrelle

**Exemple de calcul :**

Le calcul de ferrailage des poutrelles se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

**Plancher R+7 (Type 04) :**

**Armatures longitudinales**

Si  $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression, la section sera calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

Sinon l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

On a:  $M_{t \max} = 19.06 \text{ KN.m}$ ;  $M_a^{\text{inter}} = 10.85 \text{ KN.m}$ ;  $V_{\max} = 18.91 \text{ KN}$ ;  $M_{a \max} = 2.71 \text{ KN.m}$

**a)-En travée :**  $M_{t \max} = 19.06 \text{ KN.m}$ .

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - \frac{h_0}{2}) = 14.2 \times 10^3 \times 0.60 \times 0.04 \times (0.18 - \frac{0.04}{2}) = 54.53 \text{ KN.m}$$

$M_{t \max} < M_{tu} \Rightarrow$  Le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) =  $(60 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{19.06 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.60 \times 0.18^2} = 0.069 < 0.186$$

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

Et  $A' = 0 \text{ cm}^2$ .

On a :  $\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.3916$

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

Calcul de A:

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.069}) = 0.089$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.089) = 0.174m$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{19.06 \times 10^{-3}}{348 \times 0.174} = 3.15cm^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{min} = 0.23 \times 0.60 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.30cm^2$$

$A_s > A_{min}$  .....vérifiée.

On choisit  $A = 3HA12 = 3.39cm^2$

**b)-En appuis :**  $M_a < 0 MN.m \Rightarrow M_{tu} > M_a$

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $b_0 \times h$

Appuis intermédiaires :  $M_a^{int} = -10.85 \times 10^{-3} MN.m$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{int}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{10.85 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.236 cm^2$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.236}) = 0.342 \Rightarrow Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.344) = 0.155m$$

$$A = \frac{M_a^{int}}{f_{st} \times z} = \frac{10.92 \times 10^{-3}}{348 \times 0.15} = 2.01cm^2$$

Calcul de  $A_{min}$  :  $A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{cm}^2$

$A_{min} < A_{calculée} \dots\dots\dots$  On choisit  $A = 2 \text{ HA12} = 2.26 \text{cm}^2$

Appui de rive :  $M_a^{rive} = -2.71 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.71 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.058$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.074 \Rightarrow Z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.074) = 0.175 \text{m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2.71 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.45 \text{cm}^2$$

$A_{min} < A_{calculée} \dots\dots\dots$  On choisit :  $A = 1 \text{ HA8} = 0.50 \text{cm}^2$

**III. 1. 5. Vérification:**

**A L'ELU :**

✓ **Vérification à l'effort tranchant**  $V_u = 18.91 \text{KN}$

La fissuration est peu nuisible  $\Rightarrow$

$$\tau_u^- = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{MPa.} \quad \text{BAEL91 (Art A.5.2.1.1)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18.91 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.05 \text{MPa.} \Rightarrow \tau_u \leq \tau_u^- \dots\dots \text{vérifiée.} \quad \text{CBA93 (Art A.5.1.1)}$$

**Choix des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 57 \text{mm.} \Rightarrow \text{Soit : } A_t = 2 \text{ HA8} = 1.00 \text{cm}^2 .$$

**Calcul de l'espacement :**  $St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{cm}) = 16.2 \text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 100 \text{cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{c28})} = 76 \text{cm} \end{array} \right.$

K=1 (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On opte pour St =15 cm.

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} = \frac{17.51 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.1}{2}\right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04} = 1.14 \text{MPa} \quad \text{CBA93(Art A.5.1.1)}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa}$  ..... Vérifiée.

✓ **Vérification des armatures longitudinales à l’effort tranchant au voisinage des appuis :**

Appui de rive :  $M_a = 0 \text{ KN.m} \Rightarrow A_a = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{18.91 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.54 \text{cm}^2$ .

$A_a = 3.39 + 0.5 = 3.89 \text{cm}^2 > 0.54 \text{cm}^2$  .....vérifiée.

Appui intermédiaire :

$$A_a \geq \left[ V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[ 18.91 - \frac{10.85}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400} = - 1.38 \text{cm}^2 < 0.$$

$A_l > A_a$  ..... vérifiée.

**A l’ELS :**

✓ **Etat limite d’ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n’est pas nécessaire.

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

On doit vérifier  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$  ,  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y$

En travée :  $M_{ser} = 13.85 \text{KN.m}$  ;  $A = 3.39 \text{cm}^2$

Position de l’axe neutre :

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} 15 \times A \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0) = -0.023 \text{ cm} < 0$$

⇒ L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera pour une section en T.

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad] = 0. \Rightarrow y = 4.79 \text{ cm.}$$

**Le moment d'inertie I :** 
$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 = 11063.36 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 5,99 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}.$$

En appui intermédiaire :  $M_{a_{ser}} = 7.88 \text{ KN.m.}$  ;  $A = 2.26 \text{ cm}^2$

$H = 0,00054 \text{ cm} > 0$  le calcul se fera pour une section  $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15A \times (y - d) = 0 \Rightarrow y = 8,17 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15A \times (d - y)^2 = 5093,5125 \text{ cm}^4 \Rightarrow \sigma_b = 12,633 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}.$$

✓ **Vérification de la flèche :**

D'après le **BAEL91** et **CBA93** si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la

flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{440} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Leftrightarrow \text{La 1}^{ere} \text{ condition n'est pas vérifiée donc selon le}$$

**BAEL91** (ArtB.6.5.2) on doit vérifier :

Propriétés de la section :  $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$  ;  $y = 4.79 \text{ cm}$  ;  $I = 11063.36 \text{ cm}^4$

$$\rho_0 = \frac{A_s}{b \times d} \qquad \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})} \times \frac{1}{\rho_0} \qquad \lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})} \times \frac{1}{\rho_0} = 0.4 \times \lambda_i$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \sigma_s \times \rho_0 + f_{t28}} \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 = 11063.36 \text{cm}^4$$

$$I_f = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_s \times \mu_s} ; \text{ avec } \lambda_s \times \mu_s = \begin{cases} \lambda_i \times \mu_s : \text{déformation instantanée.} \\ \lambda_v \times \mu_s : \text{déformation différée.} \end{cases}$$

Calcul de  $E_i$  et  $E_v$  :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$\rho_0 = \frac{3.39}{60 \times 18} = 0.0188 \quad \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 0.10}{0.60}\right)} \times \frac{1}{0.0188} = 2.234 \quad \lambda_v = 0.4 \times 2.234 = 0.89$$

$$\text{Calcul de } I_0 : I_0 = \frac{0.6 \times 0.2^3}{12} + 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.6}{2} - 0.18\right)^2 = 43254.400 \text{cm}^4 .$$

Calcul de contraintes de traction effectives de l'armature pour chaque cas de

chargement considéré  $\sigma_s = n \frac{M^{s_{SER}}}{I} (d - y)$  ; Avec  $n=15$

$$M_{ser}^j = 0.77 \times \left(\frac{q_j \times l^2}{8}\right) ; \text{ Avec } q_j \text{ charges permanentes avant la mise en place des cloisons.}$$

$$M_{ser}^g = 0.77 \times \left(\frac{q_g \times l^2}{8}\right) ; \text{ Avec } q_g \text{ charge permanente totale (G).}$$

$$M_{ser}^P = 0.77 \times \left(\frac{q_p \times l^2}{8}\right) ; \text{ Avec } q_p \text{ charges permanentes et d'exploitation (G+Q).}$$

$$\begin{cases} q_j = 3.80 \times 0.65 = 2.74 \text{KN/m.} \\ q_g = 6.85 \times 0.65 = 4.45 \text{KN/m.} \\ q_p = (6.85 + 1.5) \times 0.65 = 5.43 \text{KN/m.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^j = 4.483 \text{KN.m.} \\ M_{ser}^g = 8.081 \text{KN.m.} \\ M_{ser}^P = 9.851 \text{KN.m.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_s^j = 80.33 \text{MPa.} \\ \sigma_s^g = 144.675 \text{MPa.} \\ \sigma_s^P = 176.52 \text{MPa.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_s^j = 0.54MPa. \\ \mu_s^g = 0.716MPa. \\ \mu_s^p = 0.761MPa. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} I_{fij} = 21390.48cm^4 \\ I_{fig} = 18301.064cm^4 \\ I_{fip} = 17367.77cm^4 \\ I_{fvg} = 29013.229cm^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = 0.03cm \\ f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = 0.006cm \\ f_{Pi} = \frac{M_{ser}^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = 0.007cm \\ f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} = 0.011m \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \Delta_f = f_{gv} - f_{ij} + f_{Pi} - f_{gi} \\ \Delta_f = (0.011 - 0.03 + 0.007 - 0.06) = 0.01cm. \end{cases}$$

$$l < 5m \Rightarrow F_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0.88cm. \Rightarrow \Delta_f = 0.143cm < 0.72cm \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

### III. 1. 2. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression, sera armée par un treillis soudés continus, totalement ancré sur les appuis de rive, la section des aciers porteurs du treillis soudés, placé perpendiculairement aux poutrelles, est au moins égale à 1cm<sup>2</sup>/ml et la section des aciers de répartition sont parallèles aux poutrelles, est au moins égale à 0.5cm<sup>2</sup>/ml.

- Selon le **BAEL91**(ArtB.6.8.423) les armatures perpendiculaires aux nervures doivent être égales à :

$$50cm < l_x < 80cm$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_x}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65cm^2/ml. \Rightarrow \text{On adopte : } A_{\perp} = 5HA8 = 2.51cm^2/ml.$$

-Espacement : St =20cm en zone intermédiaire et St =10cm en zone de rive.

- Les armatures parallèles aux nervures (armatures de répartition) :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 1.255cm^2/ml \Rightarrow \text{on opte } A_{//} = 5HA6 = 1.41cm^2/ml. \text{ Avec St =20cm}$$

Le ferrailage des poutrelles est résumé dans le tableau III.1.7.

Tableau III.1.7 : Le ferrailage des poutrelles.

| Niv                     | Elt     | M<br>KN.m | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z<br>(m) | As<br>cm <sup>2</sup> /ml | Amin<br>cm <sup>2</sup> /ml | A <sub>adop</sub><br>cm <sup>2</sup> /ml |
|-------------------------|---------|-----------|------------|----------|----------|---------------------------|-----------------------------|--|
| S.E ;<br>R+9            | travée  | 11,14     | 0,040      | 0,0515   | 0,176    | 1,816                     | 1,304                       | 3HA10=2,37                               |
|                         | A.rive  | -1,59     | 0,035      | 0,0440   | 0,177    | 0,258                     | 0,217                       | 1HA8= 0,5                                |
|                         | A;inter | -6,9      | 0,150      | 0,2041   | 0,165    | 1,199                     | 0,217                       | 1HA8+1HA10=1,29                          |
| R+10;<br>R+8;<br>E.S2,3 | travée  | 10,69     | 0,039      | 0,0494   | 0,176    | 1,741                     | 1,304                       | 2HA8+HA10=1,79                           |
|                         | A.rive  | -1,76     | 0,038      | 0,0488   | 0,176    | 0,287                     | 0,217                       | 1HA8=0,5                                 |
|                         | A;inter | -7,16     | 0,156      | 0,2126   | 0,165    | 1,249                     | 0,217                       | 1HA8+1HA10=1,29                          |
| R+7                     | travée  | 19,06     | 0,069      | 0,0895   | 0,174    | 3,156                     | 1,304                       | 3HA12=3,39                               |
|                         | A.rive  | -2,71     | 0,059      | 0,0759   | 0,175    | 0,446                     | 0,217                       | 1HA12=1.13                               |
|                         | A;inter | -10,85    | 0,236      | 0,3414   | 0,155    | 2,006                     | 0,217                       | 2HA12 =2,26                              |
| RDC<br>...R+6           | travée  | 15,96     | 0,058      | 0,0745   | 0,175    | 2,626                     | 1,304                       | 2HA10+1AH12=2,71                         |
|                         | A.rive  | -2,25     | 0,049      | 0,0627   | 0,175    | 0,368                     | 0,217                       | 1HA10=0.79                               |
|                         | A;inter | -8,95     | 0,195      | 0,2730   | 0,160    | 1,604                     | 0,217                       | 1HA10+1HA12=1.92                         |
| E.S 1                   | travée  | 11        | 0,040      | 0,0508   | 0,176    | 1,793                     | 1,304                       | 3HA10=2,37                               |
|                         | A.rive  | -2,53     | 0,055      | 0,0707   | 0,175    | 0,416                     | 0,217                       | 1HA10=0,79                               |
|                         | A;inter | -10,28    | 0,223      | 0,3203   | 0,157    | 1,882                     | 0,217                       | 1HA10+1HA12=1,92                         |

On a  $A_s > A_{min}$ ..... vérifiée.

- Vérifications de tout le ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant :

Tableau III.1.8 : Vérifications de tout le ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant.

| Vérification à l'effort $V_{max}$                                   |               | $\tau_u^-$<br>MPa | SE<br>R+9 | R+(10.8)<br>ES2.3 | R+7    | RDC...<br>R+6 | ES1    |
|---|---------------|-------------------|-----------|-------------------|--------|---------------|--------|
| En travée   |               | 3.33              | 0.80      | 0.84              | 1.05   | 0.88          | 1.12   |
| De la jonction table nervure<br>(MPa)                               |               | 3.33              | 0.92      | 0.97              | 1.22   | 1.01          | 1.29   |
| Vérifiées   |               |                   |           |                   |        |               |        |
| Des armatures<br>longitudinales<br>aux appuis<br>(cm <sup>2</sup> ) | intermédiaire | $A_l$             | 2.87      | 2.29              | 3.89   | 3.21          | 2.87   |
|   |               | $A_{min}$         | 0.413     | 0.435             | 0.544  | 0.450         | 0.579  |
|   | Appui de rive | $A_l$             | 3.66      | 3.08              | 5.65   | 4.5           | 4.29   |
|   |               | $A_{min}$         | -0.811    | -0.84             | -1.383 | -1.138        | -1.245 |
| Observation   |               | Vérifiées         |           |                   |        |               |        |

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton (ELS) :

Tableau III.1.9 : Vérification de la contrainte de compression du béton à l'ELS.

| Niveau         | Vérification de la contrainte du béton à l'ELS |       |         |       |                     |                    |
|----------------|--|-------|---------|-------|---------------------|--------------------|
|                |  | Mser  | H(cm)   | Y(m)  | I(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}(MPa)$ |
| SE R+9         | travée   | 8,13  | -0,0017 | 0,041 | 8246,66             | 4,006              |
|                | Appui inter                                    | 4,95  | 0,0209  | 0,066 | 3472,95             | 9,453              |
| R+10 R+8 ES2,3 | travée   | 7,73  | 0,0104  | 0,036 | 6501,79             | 4,288              |
|                | Appui inter                                    | 5,09  | 0,0209  | 0,066 | 3472,95             | 9,721              |
| R+7            | travée   | 13,84 | -0,0232 | 0,048 | 11063,35            | 5,988              |
|                | Appui inter                                    | 7,88  | 0,0006  | 0,082 | 5093,51             | 12,633             |
| RDC,,,, R+6    | travée   | 11,55 | -0,0089 | 0,043 | 9219,2              | 5,4068             |
|                | Appui inter                                    | 6,5   | 0,0104  | 0,075 | 4366,46             | 11,175             |
| ES1            | travée   | 7,8   | -0,0018 | 0,041 | 8246,66             | 3,8440             |
|                | Appui inter                                    | 7,15  | 0,0076  | 0,077 | 4577,17             | 12,031             |

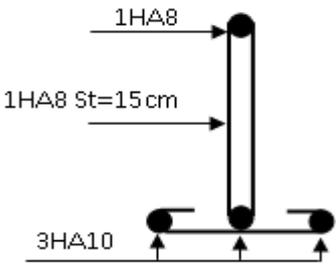
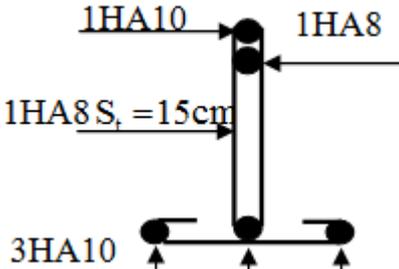
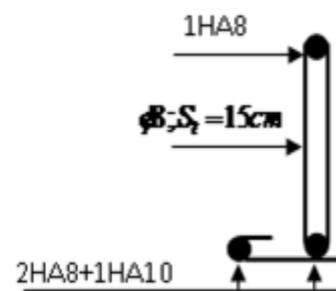
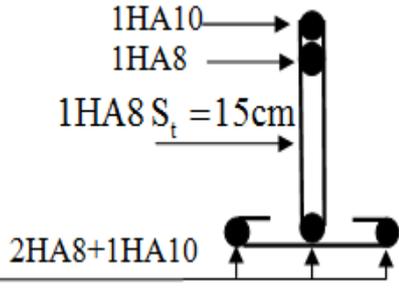
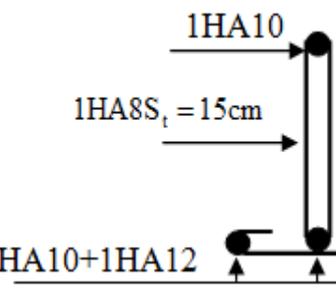
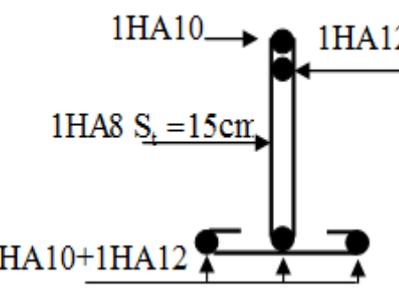
On a  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15(MPa)$  ..... vérifiée.

✓ Vérification de toutes les poutrelles vis-à-vis de la flèche :

Tableau III.1.10 : Vérification des poutrelles vis-à-vis de la flèche.

|                        |   |   |          |           |                    |                      |       |                   |       |
|------------------------|---|---|----------|-----------|--------------------|----------------------|-------|-------------------|-------|
| niveau                 |   | P(KN/m)   | $\rho_0$ | $\lambda$ | $I_0(\text{cm}^4)$ | $\sigma_{bc}$ Mpa    | $\mu$ | $I (\text{cm}^4)$ | fcm   |
| SE<br>R+9              | Fji   | 1,820   | 0,0132   | 3,190     | 42275,2            | 57,399               | 0,283 | 24454,311         | 0,001 |
|                        | Fgi   | 4,128   | 0,0132   | 3,190     | 42275,2            | 130,17               | 0,59  | 16141,678         | 0,004 |
|                        | Fpi   | 4,778   | 0,0132   | 3,190     | 42275,2            | 150,67               | 0,634 | 15389,42          | 0,005 |
|                        | Fgv   | 4,128   | 0,0132   | 1,276     | 42275,2            | 130,17               | 0,59  | 26537,136         | 0,008 |
|                        | Obs   | On a $L=3.6\text{m}$ et $\Delta_f = 0.07\text{cm} < f_{adm} = 0.72\text{cm} \dots \dots$ vérifiée |          |           |                    |                      |       |                   |       |
| R+10 ;<br>8 ;<br>ES2.3 |   | p(KN/m)   | $\rho_0$ | $\lambda$ | $I_0(\text{cm}^4)$ | $\delta(\text{Mpa})$ | $\mu$ | $I(\text{cm}^4)$  | f(cm) |
|                        | Fji   | 2.47  | 0,0099   | 4,223     | 41718,4            | 132.766              | 0,502 | 14705.405         | 0,004 |
|                        | Fgi   | 3,504   | 0,0099   | 4,223     | 41718,4            | 188,318              | 0,617 | 12729,154         | 0,006 |
|                        | Fpi   | 4,479   | 0,0099   | 4,223     | 41718,4            | 240,725              | 0,685 | 11784,612         | 0,008 |
|                        | Fgv   | 3,504   | 0,0099   | 1,689     | 41718,4            | 188,318              | 0,617 | 22472,616         | 0,010 |
|                        | Obs   | On a $L=4.1\text{m}$ et $\Delta_f = 0.09\text{cm} < f_{adm} = 0.82\text{cm} \dots \dots$ vérifiée |          |           |                    |                      |       |                   |       |
| RDC<br>...<br>R+6      |   | p(KN/m)   | $\rho_0$ | $\lambda$ | $I_0(\text{cm}^4)$ | $\delta(\text{Mpa})$ | $\mu$ | $I(\text{cm}^4)$  | f(cm) |
|                        | Fji   | 2,470   | 0,0151   | 2,790     | 42601,6            | 102,594              | 0,556 | 18368,04          | 0,003 |
|                        | Fgi   | 3,504   | 0,0151   | 2,790     | 42601,6            | 145,521              | 0,662 | 16466,03          | 0,005 |
|                        | Fpi   | 4,479   | 0,0151   | 2,790     | 42601,6            | 186,019              | 0,724 | 15522,37          | 0,007 |
|                        | Fgv   | 3,504   | 0,0151   | 1,116     | 42601,6            | 145,521              | 0,662 | 26957,05          | 0,010 |
| Obs                    | On a $L=4.4\text{m}$ et $\Delta_f = 0,008\text{ cm} < f_{adm} = 0,88\text{cm} \dots \dots$ vérifiée |   |          |           |                    |                      |       |                   |       |
| ES.1                   |   | M KN.m  | $\rho_0$ | $\lambda$ | $I_0(\text{cm}^4)$ | $\delta(\text{Mpa})$ | $\mu$ | $I(\text{cm}^4)$  | f(cm) |
|                        | Fji   | 7,01  | 0,0132   | 3,19      | 42275,2            | 177,234              | 0,679 | 14694,456         | 0,006 |
|                        | Fgi   | 9,94  | 0,0132   | 3,19      | 42275,2            | 251,313              | 0,76  | 13575,586         | 0,010 |
|                        | Fpi   | 7,80  | 0,0132   | 3,19      | 42275,2            | 197,207              | 0,706 | 14304,052         | 0,007 |
|                        | Fgv   | 9,94  | 0,0132   | 1,27<br>6 | 42275,2            | 251,313              | 0,76  | 23603,204         | 0,017 |
|                        | Obs   | On $L=4.1\text{m}$ et $\Delta_f = 0,008\text{ cm} < f_{adm} = 0,82\text{cm} \dots \dots$ vérifiée |          |           |                    |                      |       |                   |       |

III.1.3.Schémas de ferrailage des poutrelles : Les schémas de ferrailage des poutrelles sont résumés dans la figure III.1.9 :

| Etages            | Travée et appui de rive   | Appui intermédiaire  |
|-------------------|---|--|
| ES, R+9           |    |    |
| R+10,8,<br>ES2, 3 |   |   |
| RDC,<br>R+6       |  |  |

|     | Travée  | Appuis de rive  | Appuis intermédiaire   |
|-----|---|---|--|
| R+7 | <p>1HA12<br/>1HA8 <math>S_t = 15\text{cm}</math><br/>3HA12</p>    | <p>1HA12<br/>1HA8 <math>S_t = 15\text{cm}</math><br/>3HA12</p>  | <p>1HA12<br/>1HA12<br/>1HA8 <math>S_t = 15\text{cm}</math><br/>3HA12</p> |
| ES1 | <p>1HA10<br/><math>\phi 8; S_t = 15\text{cm}</math><br/>3HA10</p> | <p>1HA10<br/>1HA8; <math>S_t = 15\text{cm}</math><br/>3HA10</p> | <p>1HA12<br/>1HA10<br/>1HA8 <math>S_t = 15\text{cm}</math><br/>3HA10</p> |

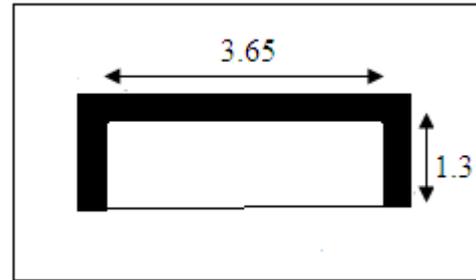
Fig III.1.9 : Schémas de ferrailage des poutrelles.

**III.2. Etude des dalles pleines :****III. 2. 1. Premier type :** (dalle sur 3 appuis)

$$l_x = 1,3m ; l_y = 3,65m ; l_x < \frac{l_y}{2} = 1,83m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{q_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 q_u \times l_x^3}{3} \\ M_y = \frac{q_u \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{1,3}{3,65} = 0,36 < 0,4 \text{ Donc la dalle travaille dans le sens } (l_x).$$

**III.2.1.1. Calcul des sollicitations :**

$$G = 5,34 \text{KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{KN/m}^2 .$$

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 9,46 \text{KN/m}^2 .$$

$$q_s = G + Q = 6,84 \text{KN/m}^2 .$$

$$\begin{cases} M_x = 15,32 \text{KN.m} \\ M_y = 3,46 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } Mt_x = 0,75 \times M_x = 11,49 \text{KN.m.}$$

$$Mt_y = 0,85 \times M_y = 2,94 \text{KN.m.}$$

$$\text{En appui: } Ma_x = - 0,5 \times M_x = - 7,66 \text{KN.m} ; Ma_y = - 0,3 \times M_x = - 4,60 \text{KN.m}$$

**III.2.1.2.Ferraillage:**

**Tableau III.2.1:** Le ferraillage de la dalle sur 3 appuis.

| Sens   |     | Mt<br>(KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z(m)  | Acal<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | Aadp<br>(cm <sup>2</sup> /ml) | S <sub>t</sub> (cm) |
|--------|-----|--------------|------------|----------|-------|-------------------------------|-------------------------------|---------------------|
| travée | x-x | 11,49        | 0.0478     | 0.061    | 0.126 | 2,59                          | 4HA10=3,16                    | 25                  |
|        | y-y | 2,94         | 0.0122     | 0.015    | 0.129 | 0.65                          | 4HA8=2.01                     | 25                  |
| appui  | x-x | -7,66        | 0.032      | 0.040    | 0.128 | 1,71                          | 4HA8=2.01                     | 25                  |
|        | y-y | -4,6         | 0,019      | 0,024    | 0,129 | 1,02                          | 4HA8=2.01                     | 25                  |

**III.2.1.3.Espacement des armatures :**

Sens x\_x :  $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$  ; on adopte  $St_y = 25cm$  .

Sens y\_y:  $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$  ; on adopte  $St_x = 25cm$  .

**III.2.1.4.Vérifications :**

**la condition de non fragilité :**

$At_{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,2cm^2$  ..... Vérifiée

$\rho_0$  : coefficient qui dépend de la nuance de l'acier.

**L'effort tranchant :**

$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = 6,149$  KN

$\tau_u = \frac{6,149 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,0473$ MPa < 1.16 MPa..... vérifiée

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

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

**Etat limite de compression de béton (ELS) :**

**Tableau III.2.2:** Vérification de la contrainte de compression du béton à l'ELS.

| Location  | M <sub>ser</sub> (KN.m) | I(cm <sup>4</sup> ) | Y(cm) | σ <sub>bc</sub> (MPa) | σ̄ <sub>bc</sub> (MPa) |
|-----------|-------------------------|---------------------|-------|-----------------------|------------------------|
| Travée(x) | 8,31                    | 5638,35             | 3,1   | 4,52                  | 15                     |
| Travée(y) | 2,125                   | 3844,81             | 2,5   | 1,39                  | 15                     |
| Appui(x)  | -5,54                   | 3844,81             | 2,5   | 3,62                  | 15                     |
| Appui(y)  | -3,324                  | 3844,81             | 2,5   | 2,17                  | 15                     |

**Etat limite de déformation : CBA93 et BAEL91.**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

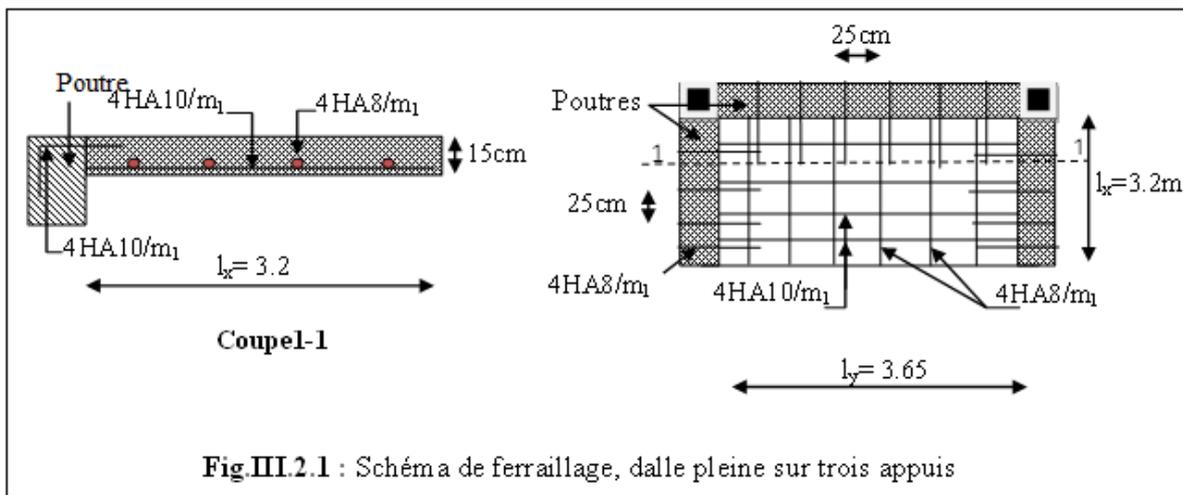
$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.30} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.115 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{8,31}{10 \times 9,80} = 0.085 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,16 \times 10^{-4}}{1 \times 0,13} = 0.0024 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.2.1.5. Schéma de ferrailage :**

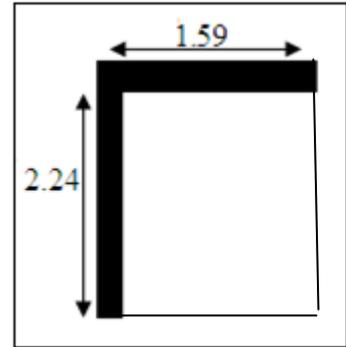


**Fig.III.2.1 :** Schéma de ferrailage, dalle pleine sur trois appuis

**III . 2 . 2. Deuxième type :** (dalle sur 2 appuis)

$L_x = 1,59 \text{ m} ; L_y = 2,24 \text{ m}$

$\rho = 0,71 > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens ( $L_y$  et  $L_x$ )



**III.2.2.1. Calcul des sollicitations :**

$G = 5,34 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 12,459 \text{ KN/m}^2$

$q_s = G + Q = 8,84 \text{ KN/m}^2$

$P_u$  (mur garde-corps) =  $e \times h \times \rho = 1,35 \times 22 \times 0,1 \times 1,2 = 3,56 \text{ KN/ml}$

$P_s$  (mur garde-corps) =  $e \times h \times \rho = 22 \times 0,1 \times 1,2 = 2,64 \text{ KN/ml}$

$P_{ut} = q_u \times b + P_u$  (mur garde-corps) =  $16,09 \text{ KN/ml}$

$P_{st} = 11,48 \text{ KN/ml}$

**III.2.2.2. Ferrailages :**

**Tableau III.2.3:** Le ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

| Sens   |     | Mt (KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (m) | $A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | $S_t$ (cm) |
|--------|-----|-----------|------------|----------|-------|---------------------------------|---------------------------------|------------|
| Travée | x-x | 2,309     | 0,0096     | 0,012    | 0,129 | 0,514                           | 4HA8=2,01                       | 25         |
|        | y-y | 1,0285    | 0,0043     | 0,0054   | 0,13  | 0,228                           | 4HA8=2,01                       | 25         |
| Appui  | x-x | -0,8151   | 0.0034     | 0.0042   | 0.130 | 0.180                           | 4Φ8=2.01                        | 25         |

**III.2.2.3. Vérifications :**

**Condition de non fragilité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{\min} = 1,374 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

**L'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_U = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 13,24 \text{ KN}$$

$\tau_u = 0,1018 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$ . (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**Vérification des contraintes**

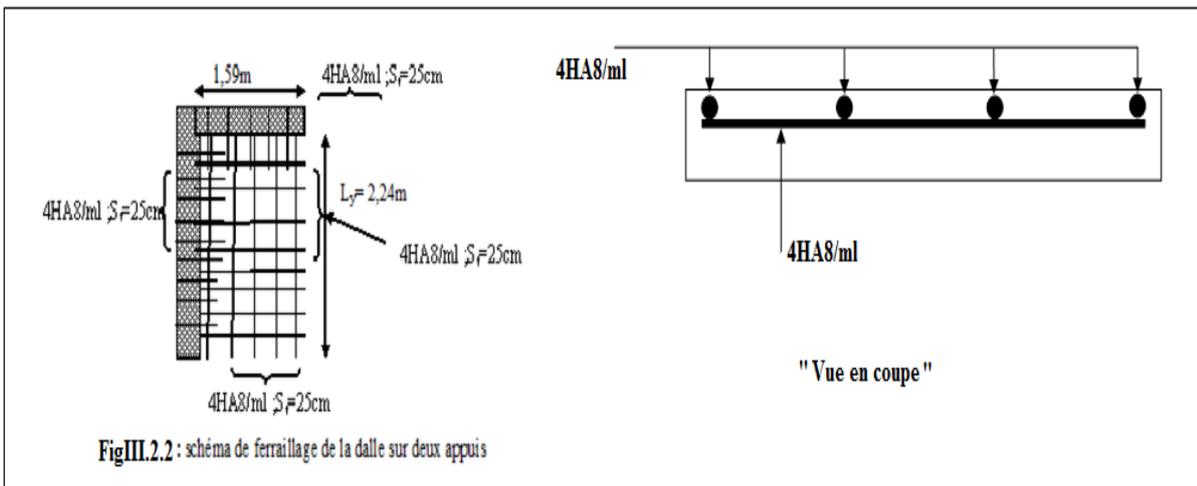
**Tableau III.2.4:** Vérification de la contrainte de compression du béton à l'ELS.

| Location  | M <sub>ser</sub> (KN.m) | I(cm <sup>4</sup> ) | Y(cm) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) |
|-----------|-------------------------|---------------------|-------|---------------------|---------------------------|
| Travée(x) | 1,802                   | 3844,81             | 2,5   | 1,18                | 15                        |
| Travée(y) | 1,07                    | 3844,81             | 2,5   | 0,70                | 15                        |
| Appui     | -0,636                  | 3844,81             | 2,5   | 0,42                | 15                        |

**Vérification de la flèche :** Selon le **CBA93** et le **BAEL91**, La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &= 0.094 \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{1.802}{10 \times 2,12} = 0.085 \\ \frac{A}{b_0 \times d} &= 0.0015 \geq \frac{4.2}{f_c} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.}$$

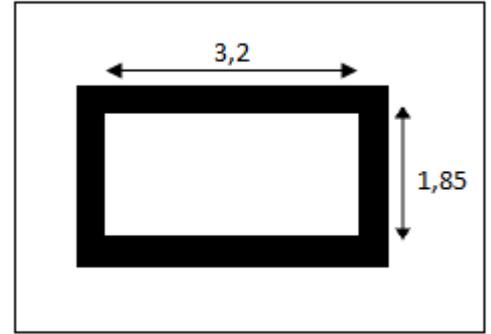
**III.2.2.4. Schéma de ferrailage :**



**III .2. 3. Troisième type :** (dalle sur 4 appuis)

$L_x = 1,85$  ;  $L_y = 3,2$  m

$\rho = 0,58 > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens ( $L_y$  et  $L_x$ )



**III .2 . 3.1. Evaluation des charges :**

$G = 5.34 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 9.459 \text{ KN/m}^2$

**III .2 . 3.2. Sollicitations : BAEL91** (Art 4.2)

$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0851 \dots\dots\dots \text{(Annexe I).} \\ \mu_y = 0.2703 \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 2,75 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0,744 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

En travée :  $M_{t_x} = 0.75 \times M_x = 2,06 \text{ KN.m}$  (P.I)

$M_{t_y} = 0.85 \times M_y = 0,63 \text{ KN.m}$  (P.R)

En appui :  $M_{a_y} = - 0.3 \times M_x = - 0.83 \text{ KN.m}$  (A.R)

$M_{a_x} = - 0.5 \times M_x = - 1.375 \text{ KN.m}$  (A.I)

**III.2. 3.3.Ferraillages:**

**Tableau III.2.5:** Le ferraillage de la dalle sur 4 appuis.

| Sens   |     | Mt (KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (m) | $A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | $A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml) | $S_t$ (cm) |
|--------|-----|-----------|------------|----------|-------|---------------------------------|---------------------------------|------------|
| travée | x-x | 2,06      | 0,0086     | 0,011    | 0,129 | 0,46                            | 4HA8=2.01                       | 25         |
|        | y-y | 0,63      | 0,0026     | 0.0032   | 0.130 | 0,139                           | 4HA8=2.01                       | 25         |
| appui  | x-x | -0,825    | 0,0034     | 0,0043   | 0.130 | 0,182                           | 4HA8=2.01                       | 25         |
|        | y-y | -1,375    | 0,0057     | 0,0071   | 0,13  | 0,3                             | 4HA8=2.01                       | 25         |

III .2.3.4. Vérifications :

- La condition de non fragilité :

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1,452\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

- L'effort tranchant :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} .$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_U = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{9.459 \times 1,85}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,58}{2}} = 11,73 \text{ KN} .$$

$$\tau_u = \frac{11,73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.090 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Etat limite de compression de béton(ELS) :

$$q_s = G + Q = 6.84 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{xser} = 0.0897 \times 6.84 \times 1.85^2 = 2.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{yser} = 0.4462 \times 6.84 = 0.93 \text{ KN.m}$$

En travée :  $Mt_{xser} = 0.75 \times M_{xser} = 1.575 \text{ KN.m}$  ;  $Mt_{yser} = 0.85 \times M_{yser} = 0.79 \text{ KN.m}$

en appui :  $Ma_y = - 0.3 \times M_x = - 0.47 \text{ KN}$  ;  $Ma_x = - 0.5 \times M_x = - 0.787 \text{ KN.m (A.I)}$

Sens x-x :

En travée:  $A_x = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0. \Rightarrow y = 2,5 \text{ cm}.$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 5608,73 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 1.03MPa < 15MPa \dots\dots\dots vérifiée .$$

En appui:  $A_{ax}=2,01cm^2$ ,  $Y=2,5cm$ ,  $I= 3844,81cm^4$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 0,51MPa < 15MPa \dots\dots\dots vérifiée .$$

**Sens y-y :**

En travée :  $A_y = 2,01cm^2$  ;  $y = 2,5 cm$  ;  $I = 3844,81 cm^4$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 0,51MPa < 15MPa \dots\dots\dots vérifiée.$$

En appui :  $A_{a,y} = 2,01cm^2$  ;  $y = 2,5cm$  ;  $I= 3844,81cm^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 0,31MPa < 15MPa \dots\dots\dots vérifiée$$

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

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de déformation (ELS) : CBA93 et BAEL91.**

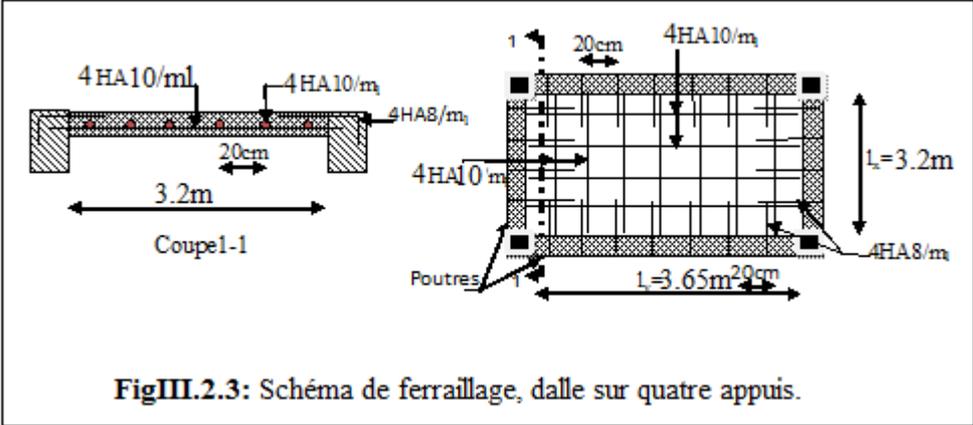
$$\frac{ht}{lx} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots vérifiée.$$

$$\frac{h}{l} = 0.08 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{1.575}{10 \times 2.1} = 0.075 \dots\dots\dots vérifiée.$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{2,01 \times 10^{-4}}{1 \times 0,13} = 0.00154 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots vérifiée.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

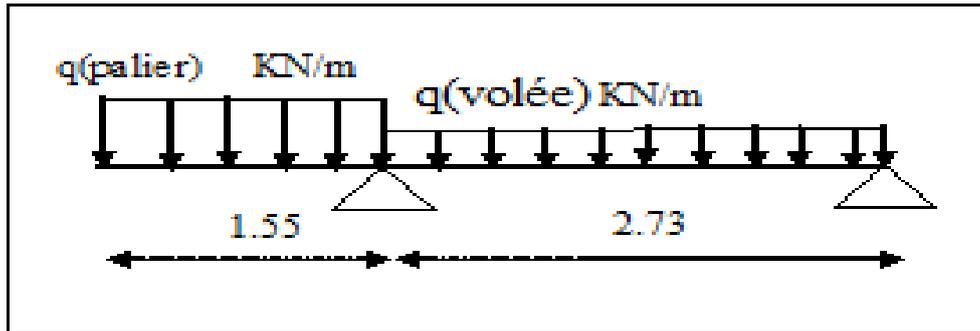
III .2 . 3.5. Schéma de ferrailage :



**III.3.Etude de l'escalier :**

Nous avons un seul type d'escalier à étudier (deux volés avec un palier de repos intermédiaire). Vu la longueur de la volé du RDC est différente des autres, l'étude se fera pour deux cas dont le premier concerne l'escalier de tous les niveaux et le deuxième celui du RDC.

**III.3.1.Etude du 1<sup>er</sup> cas :**



**Fig.III.3.1.** schéma statique de l'escalier

**III.3.1.1.Calcul des sollicitations :**

Le poids du mur extérieur sur le palier,  $P = 2.86 \times (1.53 - 0.3) = 3.52$  KN/m qui vaut en équivalence à  $q = \frac{2p}{L} = 4.54$  KN/m<sup>2</sup> telle que  $q$  est une charge surfacique.

L'évaluation des charges et surcharges et les sollicitations dans les sections sont résumées ci-dessous :

**Tableau III.3.1 :** Evaluation des charges et les sollicitations dans les escaliers (1<sup>er</sup> cas).

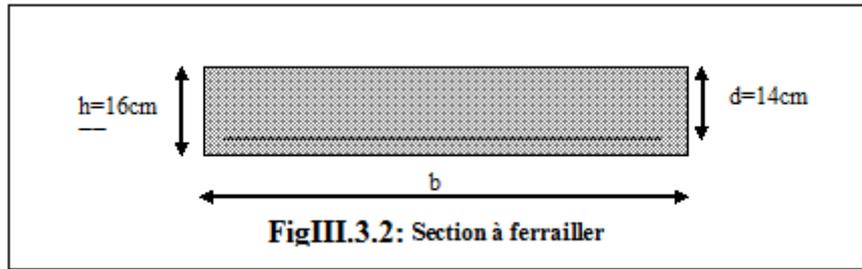
| Élément | G (KN/m <sup>2</sup> ) | G+mur (KN/m <sup>2</sup> ) | ELU (KN/m) | ELS (KN/m) |
|---------|------------------------|----------------------------|------------|------------|
| palier  | 5,41                   | 9.95                       | 17.18      | 12.45      |
| Volée   | 7,01                   |                            | 13,21      | 9,51       |

|     | R <sub>A</sub><br>(KN) | R <sub>B</sub><br>(KN) | M <sub>A</sub><br>(rive) | M <sub>B</sub><br>(KN,m) | X <sub>0</sub><br>(m) | M (X <sub>0</sub> )<br>(KN.m) | V(A) g<br>(KN) | V(A) d<br>(KN) | V(B)<br>(KN) |
|-----|------------------------|------------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------------|-------------------------------|----------------|----------------|--------------|
| ELU | 52.22                  | 10.47                  | -21.35                   | -4.93                    | 0.80                  | 4.15                          | -21.35         | 25.60          | -10.47       |
| ELS | 37.76                  | 7.5                    | -14.96                   | -3.54                    | 0.79                  | 2.95                          | /              | /              | /            |

$$M(B) = -0.4 \times M_0 = -0.4 \times \frac{ql^2}{8}$$

**III.3.1.2.Ferraillage :**

Le ferraillage est calculé à la flexion simple une section  $b \times h = 100 \times 16 \text{ cm}^2$  avec  $d=14\text{cm}$



**Ferraillage longitudinal :**

Le résultat des calculs et les ferrailages adoptés sont résumés dans le tableau III.3.2.

**Tableau III. 3.2:** Ferraillage d’escalier (1<sup>er</sup> cas) .

|         | M (KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | z (m) | As (cm <sup>2</sup> ) | Amin (cm <sup>2</sup> ) | A choisie (cm <sup>2</sup> ) | st (cm) |
|---------|----------|------------|----------|-------|-----------------------|-------------------------|------------------------------|---------|
| Travée  | 4.15     | 0.015      | 0.019    | 0.139 | <b>0.858</b>          | 1.691                   | 4HA8=2,01                    | 20      |
| Appui.B | 4.93     | 0.018      | 0.022    | 0.139 | <b>1.021</b>          | 1.691                   | 4HA8=2,01                    | 20      |
| Appui.A | 21.35    | 0.077      | 0.100    | 0.134 | <b>4.565</b>          | 1.691                   | 6HA10=4,74                   | 15      |

**Calcul des armatures de répartition :**

En travée et en appuis B:  $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{m}$  on choisit : 3HA8 =1.51 m<sup>2</sup>/m.

En appuis A :  $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.74}{4} = 1.185 \text{ cm}^2/\text{m}$  on choisit : 4HA8 =2.01cm<sup>2</sup>/m.

**III.3.1.3.Vérifications diverses :**

Les vérifications sont conduites conformément aux règles CBA93 et BAEL91

**Vérification des espacements :**

$S_t \leq \min (3h;33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$  ..... vérifiés.

**Vérification vis-à-vis de l’effort tranchant  $Vu^{\max}$  (ELU) :**

**Tableau III.3.3 :** Vérification vis-à-vis de  $Vu^{\max}$  (ELU).

|                           |  |                           |
|---------------------------|--|---------------------------|
| Travée                    | $\tau_u = 0.18 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$ ..... avec $Vu^{\max} = 25.60 \text{ KN}$ |                           |
| Appui                     | Al (cm <sup>2</sup> )  | Al min (cm <sup>2</sup> ) |
| Rive (C)                  | 4.02   | 0.736                     |
| Inter (B)                 | 6.75   | -4.13                     |
| Al > Al min..... vérifiée |  |                           |

Donc les armatures d’âme ne sont pas nécessaires.

**Etat limite d'ouverture des fissures (ELS):**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

**Etat Limite de contraintes du béton :**

**Tableau III.3.4 :** Vérification des contraintes de compression du béton (ELS).

|   |           | M <sub>ser</sub> (KN.m) | A (cm <sup>2</sup> ) | Y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | σ <sub>bc</sub> (MPa) |
|---|-----------|-------------------------|----------------------|--------|----------------------|-----------------------|
| travée                                  |           | 2.95                    | 2.01                 | 2.62   | 4504.049             | <b>1.78</b>           |
| Appui                                   | rive(B)   | 3.54                    | 2.01                 | 2.62   | 4504.049             | <b>2.06</b>           |
|   | Inter (A) | 14.96                   | 4.74                 | 3.81   | 9226.29              | <b>6.17</b>           |
| σ <sub>bc</sub> < 15 MPa ..... vérifiée |           |                         |                      |        |                      |                       |

**Vérification de l'état limite de déformation :**

Si ces conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche dans les dalles pleines n'est pas nécessaire :

1<sup>ère</sup> condition :  $h \geq \max \left( \frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20} \times M_0^x \right) \times l_x$

2<sup>ème</sup> condition :  $A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e}$

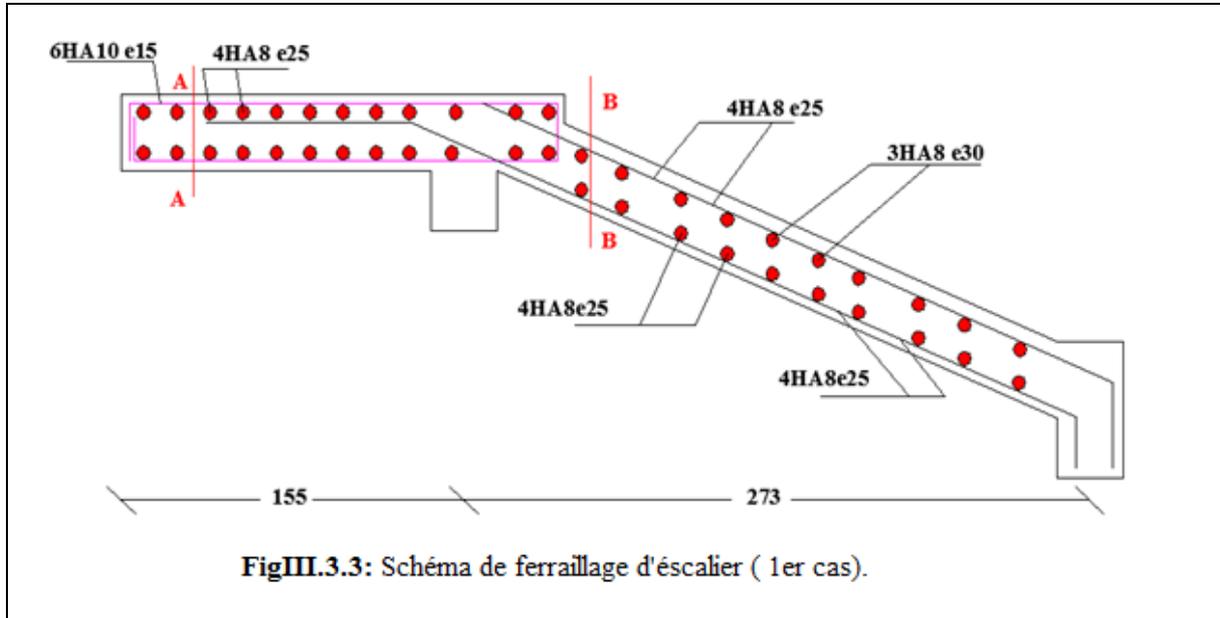
1<sup>ère</sup>  $h \geq \max \left( 3.75 \times 10^{-2}; \frac{2.95}{20} \times 8.86 \right) \times 2.43 = \max (3.75; 1.66) 10^{-2} \times 2.43 = 9.11 < h = 16 \text{ cm}$

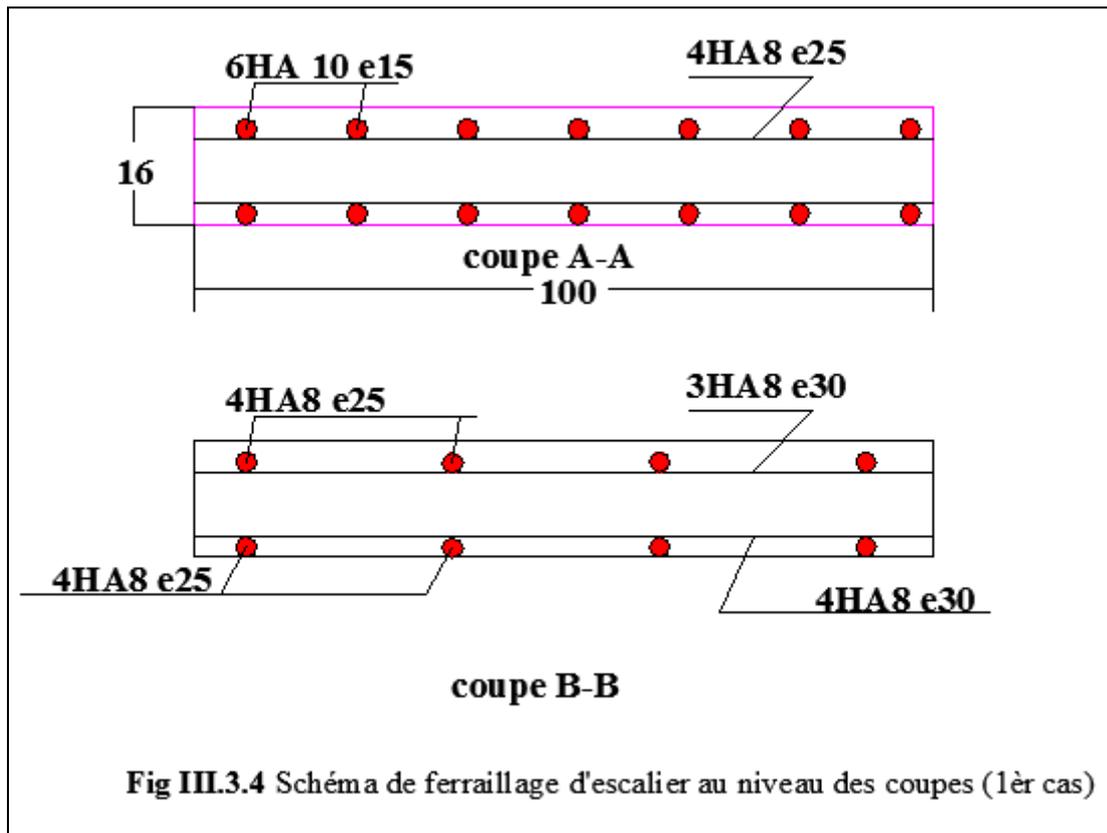
2<sup>ème</sup>  $A_t^x \leq \frac{2 \times 1 \times 0.14}{400} = 7 \text{ cm} > A_t^x = 2.01 \text{ cm}^2$

Les deux conditions sont vérifiées pour les deux cas la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

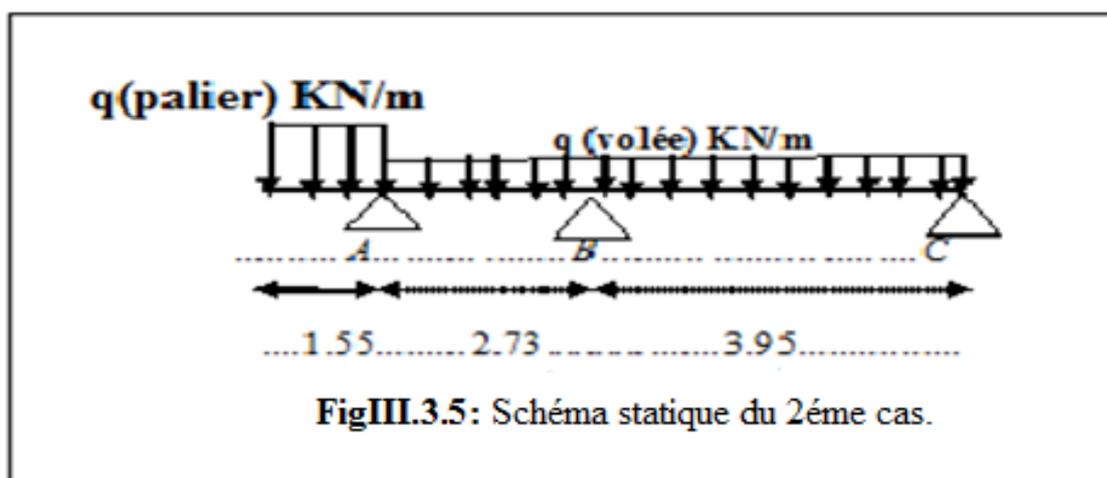
III.3.1.4.Schéma de ferrailage d'escalier du 1<sup>er</sup> cas:

Le schéma de ferrailage du premier cas est représenté sur la figure III.3.3





III.3.2. Etude du 2<sup>ème</sup> cas d'escalier :



**III.3.2.1. Calcul des sollicitations :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau III.3.5 :

Evaluation de charges et surcharges.

| Elément | G (KN/m <sup>2</sup> ) | Q (KN/m <sup>2</sup> ) | G+mur (KN/m <sup>2</sup> ) | ELU (KN/m) | ELS (KN/m) |
|---------|------------------------|------------------------|----------------------------|------------|------------|
| palier  | 6.66                   | 2.5                    | 6.66+4.54 = 12.2           | 20.22      | 14,7       |
| volée   | 8.09                   | 2.5                    | /                          | 14.67      | 10.59      |

**Tableau III. 3.5 :** Sollicitations dans les sections d’escalier (2<sup>ème</sup> cas).

|     | Moments        |                |                |                |                     | Efforts tranchants |        |       |        |       |
|-----|----------------|----------------|----------------|----------------|---------------------|--------------------|--------|-------|--------|-------|
|     | M <sub>A</sub> | M <sub>B</sub> | M <sub>C</sub> | X <sub>0</sub> | M (X <sub>0</sub> ) | V(A) g             | V(A)d  | V(B)g | V(B)d  | V(C)g |
|     | (KN,m)         | (KN.m)         | (rive)         | (m)            | (KN.m)              | (KN)               | (KN)   | (KN)  | (KN)   | (KN)  |
| ELU | -24.29         | -17.53         | -14.30         | 6.75           | 20.25               | 31.34              | -22.50 | 17.55 | -33.82 | 24.54 |
| ELS | -17.66         | -12.63         | -10.32         | 6.75           | 14.63               | /                  | /      | /     | /      | /     |

**III.3.2.2.Calcul du ferrailage :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau III.3.6 :

**Tableau III. 3.6 :** Ferrailage de différentes sections du 2ème cas d’escalier.

|         | M (KN.m) | μ <sub>bu</sub> | α     | z (m) | As (cm <sup>2</sup> ) | Amin (cm <sup>2</sup> ) | A choisie  | st (cm) |
|---------|----------|-----------------|-------|-------|-----------------------|-------------------------|------------|---------|
| travée  | 20.25    | 0.040           | 0.050 | 0.186 | <b>3.126</b>          | 2.294                   | 4HA10=3.16 | 25      |
| Appui.A | 24.29    | 0.047           | 0.061 | 0.185 | <b>3.765</b>          | 2.294                   | 5HA10=3.95 | 20      |
| Appui.B | 17.53    | 0.034           | 0.044 | 0.187 | <b>2.698</b>          | 2.294                   | 4HA10=3,16 | 25      |
| Appui C | 14.3     | 0.028           | 0.035 | 0.187 | <b>2.194</b>          | 2.294                   | 3HA10=2.37 | 33      |

**Calcul des armatures de répartition :**

En travée : BC  $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.16}{4} = 0.79cm^2/m$  on choisit : 3HA8 =1.51 m<sup>2</sup>/m (partie sup)

AB  $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.16}{4} = 0.79cm^2/m$  (Partie inf)

En appuis :A)  $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.95}{4} = 0.98cm^2/m$  on choisit : 4HA8 =2.01cm<sup>2</sup>/m

B)  $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.16}{4} = 0.79cm^2/m$  on choisit : 3HA8 =1.51cm<sup>2</sup>/m

$$C) A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.37}{4} = 0.59 \text{ cm}^2 / m \quad \text{on choisit : } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ m}^2/\text{m}$$

**III.3.2.3. Vérifications diverses :**

**Vérification des espacements :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiés.}$$

Les vérifications sont conduites conformément aux règles **CBA93** et **BAEL91**

**Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant  $V_u^{\max}$  (ELU) :**

Les résultats sont résumés dans le tableau III.3.7

**Tableau III. 3.7 :** Vérification à  $V_u^{\max}$  (ELU).

| travée  | Appui $A_l \text{ min (cm}^2\text{)}$ |       |      |
|---|---------------------------------------|-------|------|
|   | (A)                                   | (B)   | (C)  |
| $\tau_u = 0.24 \text{ MPa} < 1.178 \text{ MPa}$         | -3.11                                 | -1.97 | 0.97 |
| $A_l > A_l \text{ min} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$ |                                       |       |      |

**Etat Limite d'ouverture des fissures (ELS) :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

**Etat Limite de contraintes de béton**

**Tableau III. 3.8 :** Vérification de la contrainte de compression du béton(ELS)

|  |     | $M_{\text{ser}}$ (KN.m) | A (cm <sup>2</sup> ) | Y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$ (MPa) |
|--|-----|-------------------------|----------------------|--------|----------------------|---------------------|
| Travée   |     | 14.63                   | 3.16                 | 3.80   | 12780.36             | 4.35                |
| Appui  | (A) | 17.66                   | 3.95                 | 4.19   | 15447.67             | 4.79                |
|  | (B) | 12.66                   | 3.16                 | 3.80   | 12780.36             | 3.75                |
|  | (C) | 10.32                   | 2.37                 | 3.34   | 9960.11              | 3.46                |
| $\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$ |     |                         |                      |        |                      |                     |

**Vérification de l'état limite de déformation :**

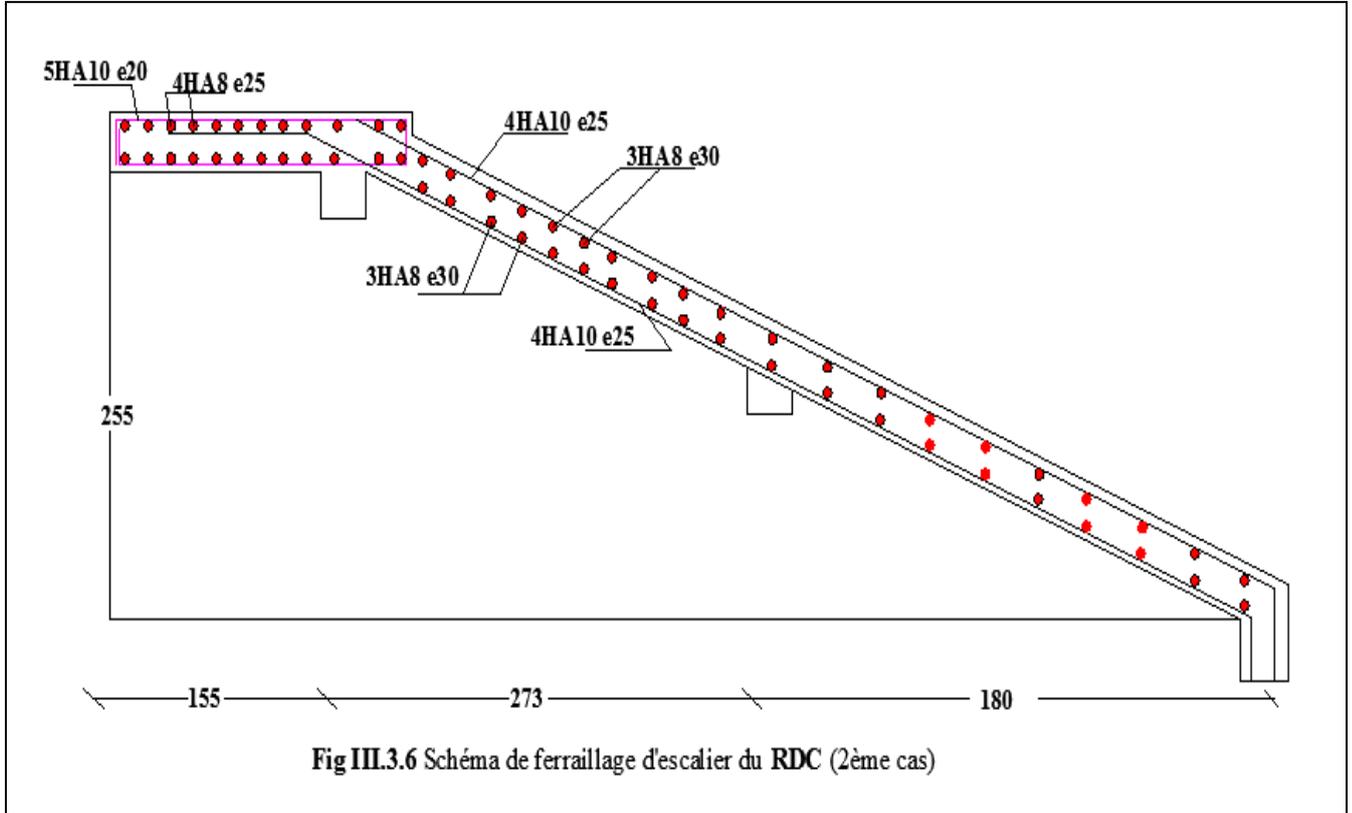
$$1. \quad h \geq \max \left( 3.75 \times 10^{-2}; \frac{14.63}{20} \times 9.86 \right) \times 2.43 = \max (3.75; 7.4) \times 10^{-2} \times 2.43$$

$$= 18.225 < h = 21 \text{ cm}$$

$$2. \quad A_t^x \leq \frac{2 \times 1 \times 0.19}{400} = 9.5 \text{ cm} > A_t^x = 4.75 \text{ cm}^2$$

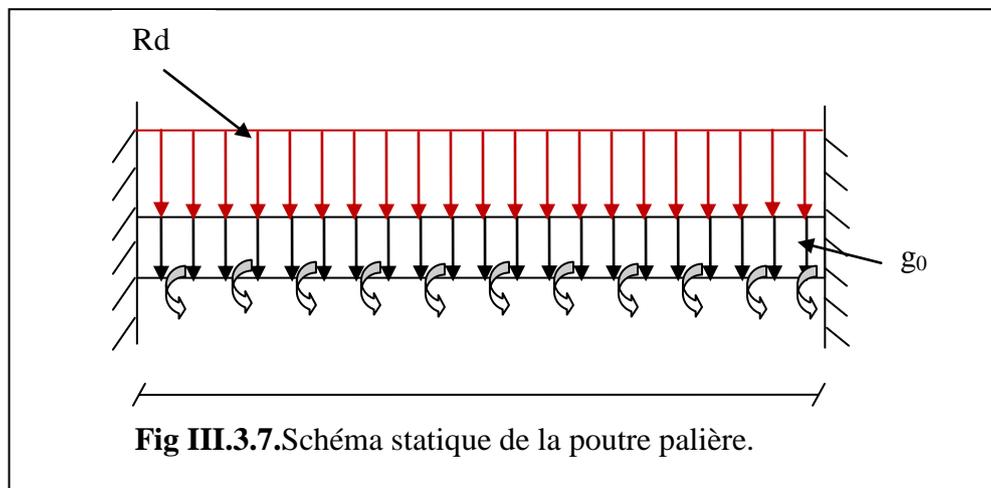
Les deux conditions sont vérifiées pour les deux cas donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.3.2.4. Schéma de ferrailage du deuxième cas d'escalier (RDC) :**



**III.3.3. Etude de la poutre palière :**

La poutre palière sert d'encastrement pour le palier et la volée



**III.3.3.1 Pré dimensionnement :**

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \Rightarrow 24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}$$

On adopte une section de (30x35) cm<sup>2</sup>.

**Vérifications des conditions de coffrages des poutres de RPA (article, 7.5.1) :**

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm.} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \dots\dots\dots\text{vérifiées}$$

**III.3.3.2. Calcul des sollicitations dans la poutre :**

**Charges revenant à la poutre palière :**

Le poids propre :  $g_0 = \rho_b \times b \times h = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/m. } Q = 2.5 \text{ KN/m.}$

ELU:  $g_u = 1.35 \times 2.625 + 1.5 \times 2.5 = 7.29 \text{ KN/m.}$

ELS:  $g_s = 2.625 + 2.5 = 5.13 \text{ KN/m.}$

**Charges dues aux différentes parties d'escalier (Réactions):**

**ELU:**  $R_A = 26.95 \times 1.55 + 14.67 \times 2.73 / 2 = 61.78 \text{ KN/m.}$

**ELS:**  $R_A = 18.46 \times 1.55 + 10.59 \times 2.73 / 2 = 43.07 \text{ KN/m.}$

**ELU :**  $p_u = g_u + R_A = 7.29 + 61.78 = 69.06 \text{ KN/m.}$

**ELS:**  $P_s = g_s + R_A = 5.13 + 43.07 \text{ KN/m}$

**III.3.3.3: calcul de ferrailage de la poutre palière :**

**A) Calcul à la flexion simple :**

Moment de flexion :

En travée :  $M_t = \frac{P_u \times l^2}{24} = \frac{69.06 \times 3.6^2}{24} = 37.3 \text{ KN.m}$

En appuis :  $M_a = -\frac{P_u \times l^2}{12} = -\frac{69.06 \times 3.6^2}{12} = -74.59 \text{ KN.m}$

Effort tranchant max (ELU) :  $V_u = R_D = 124.3 \text{ KN.}$

**La contrainte de cisaillement :**  $\tau_{\text{flexion}} = \frac{V_u}{b \times d} = 1.34 \text{ MPa}$

**Calcul de ferrailage:**

$d = 0,9 h \Rightarrow d = 31 \text{ cm}$

Les résultats de calcul du ferrailage et les contraintes de cisaillement à la flexion sont résumés dans le tableau III.3.9.

**Tableau III. 3.9** : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

|         | M (KN.m) | Mbu   | $\alpha$ | z (m) | As (cm <sup>2</sup> ) | Amin (cm <sup>2</sup> ) | $\tau_{flexion}$ (MPa) |
|---------|----------|-------|----------|-------|-----------------------|-------------------------|------------------------|
| travée  | 37.3     | 0.091 | 0.120    | 0.295 | <b>3.631</b>          | 1.123                   | 1.34                   |
| Appui.B | 74.59    | 0.182 | 0.253    | 0.279 | <b>7.694</b>          | 1.123                   | 1.34                   |

**B) Calcul à la torsion :**

La poutre est soumise à un moment de torsion uniformément répartie dus aux différentes partie de l'escalier.

$$M_t = M_A = -20.22 * 1.55^2 / 2 = -24.29 \text{ KN.m}$$

Tel que  $M_A$  est le moment d'appui du palier de repos encastré à la poutre palière.

$$M_t^{\max} = \frac{24.29 \times 3.6}{2} = 43.72 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 0,075 \text{ m}^2 \quad \text{Avec} \quad e = b/6 = 0,05 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{4}{3}b + 2h = 1.1 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{43.72 \times 1.1 \times 1,15 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0,075} = 9,21 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9,21 \text{ cm}^2$$

**La contrainte de torsion :**

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{43.728.25 \times 10^{-3}}{2 \times 0,075 \times 0,05} = 5.83 \text{ MPA}$$

**Vérification de La contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \sqrt{\tau_{fs}^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0,379^2 + 5.83^2} = 5.84 \text{ MPA}$$

La condition n'est pas vérifiée donc on augmente la section du béton ; Soit une poutre de (40×40) cm<sup>2</sup>.

$$\text{poids propre de la poutre : } g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.4 = 4 \text{ KN/m}$$

Tableau III.3.10 : Sollicitations dans la poutre palière.

|            | Sollicitations sur la poutre  | Moments  | V <sub>u</sub> <sup>max</sup> |
|------------|---|--|-------------------------------|
| <b>ELU</b> | g <sub>u</sub> =1.35*4+1.5*2.5=9.15KN/m<br>P <sub>u</sub> =9.15+61.78=70.93KN/m | M <sub>t</sub> =38.3KN.m<br>M <sub>a</sub> =76.60KN.m  | 127.674KN                     |
| <b>ELS</b> | g <sub>s</sub> =4+2.5=6.5KN/m<br>P <sub>s</sub> =6.5+43.07=49.57KN/m            | M <sub>t</sub> =26.77KN.m<br>M <sub>a</sub> =53.53KN.m | /                             |

**Calcul de ferrailage :**

- Ferrailage à la flexion simple : il résumé dans le tableau III.3.10 :

Tableau III. 3.11 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple (redimensionnée).

|           | M (KN.m) | μ <sub>bu</sub> | α     | z (m) | A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | τ <sub>flexion</sub> (MPa) |
|-----------|----------|-----------------|-------|-------|-----------------------------------|-------------------------------------|----------------------------|
| En travée | 38.3     | 0.052           | 0.067 | 0.350 | <b>3.141</b>                      | 1.739                               | 0.89                       |
| En appui  | 76.6     | 0.104           | 0.138 | 0.340 | <b>6.471</b>                      | 1.739                               | 0.89                       |

- Calcul à la torsion :

$$M_t^{\max} = \frac{24.29 \times 3.6}{2} = 43.72 \text{ KN.m}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = (0.4 - 0.07)(0.4 - 0.07) = 0.1089 \text{ m}^2 \quad \text{avec} \quad \mathbf{e = b/6 = 0,07m}$$

$$\mu = \frac{4}{3}b + 2h = 1.33m$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{43.7 \times 10^{-3}}{2 \times 0,1089 \times 0,07} = 2.86 \text{ MPA}$$

**Vérification de La contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \sqrt{\tau_{fs}^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0.89^2 + 2.86^2} = 2.99 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Ferrailage à la torsion:

$$A_t = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{43.72 \times 1.33 \times 1,15 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0,116} = 7.20 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.2 \text{ cm}^2$$

**Le ferrailage longitudinal :**

$$A_s = A_{\text{flexion}} + \frac{1}{2} A_{\text{torsion}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } A = 3.141 + \frac{1}{2} \times 7.2 = 6.74 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui : } A = 6.47 + \frac{1}{2} \times 7.2 = 10.07 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 = 10.65 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Calcul des armatures transversales :**

La section d'armatures transversale est la somme des sections calculées à la flexion et à la torsion.

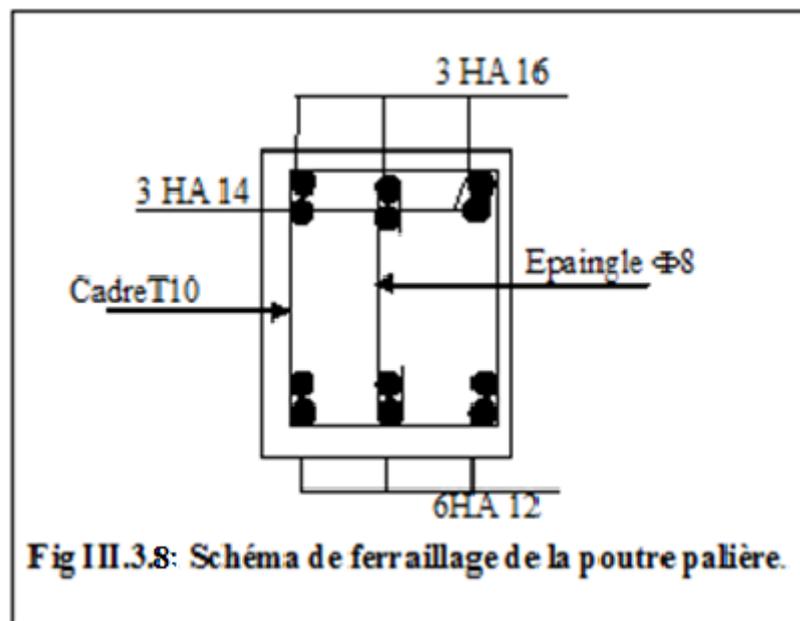
$$A_T^{\text{TOTAL}} = A_T^{\text{fs}} + A_T^{\text{t}}$$

Soit  $St = 20 \text{ cm}$

**Tableau III.3.12.** Armatures transversales dans la poutre palière .

| Flexion simple  | Torsion   |
|---|---|
| $A_{\min} \geq 0.4 \times b \times St / f_e \Rightarrow A_{\min} \geq 0,8 \text{ cm}^2$ | $A_{\min} \geq 0.4 \times h \times St / f_e \Rightarrow A_{\min} \geq 0,8 \text{ cm}^2$ |
| $At \geq b (\tau - 0,3 f_{t28}) / 0,8 f_e \Rightarrow At \geq 0$                        | $At = M_T \times St / (2 \Omega \times f_{st}) = 1.15 \text{ cm}^2$                     |

$$A_T^{\text{TOTAL}} = 1,95 \text{ cm}^2 \quad \text{soient un cadre HA10 et un épingle HA8} = 2.08 \text{ cm}^2$$



**III.4. Etude de l'acrotère :**

- **Acrotère (terrasse accessible)**

**III .4.1.Hypothèse de calcul :**

- 1) Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- 2) Type de fissuration est préjudiciable.
- 3) Le calcul se fait à la flexion composée.

**III.4.2.Evaluation des charges et surcharges :**

Poids propre :  $G_1 = 3.34 \text{ KN}$

Poids d'enduit extérieur ;(ciment :e=1.5cm)

$$G_2 = 20 \times 0.02 \times 1 \times 1 = 0.40 \text{ KN.}$$

Poids d'enduit intérieur ;(ciment :e=2cm)

$$G_3 = 20 \times 0.015 \times 1 \times 1 = 0.30 \text{ KN.}$$

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 4,04 \text{ KN.}$$

Charge horizontale due à la main courant :  $Q = 1.5 \text{ KN}$

Charge horizontale due au séisme qui est de

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

$A$  : Coefficient de l'accélération de la zone

**(zone IIa, groupe 2)  $\Rightarrow A = 0.15$**

$C_p$  : Facteur de la force horizontale ;

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère

Avec :  $A = 0.15$  ;  $C_p = 0.8$  ;  $G = 4.04 \text{ KN}$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.04 = 1.94 \text{ KN}$$

**Calcul de centre de gravité de la section :**

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(100 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{100 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 5.76 \text{ cm}$$

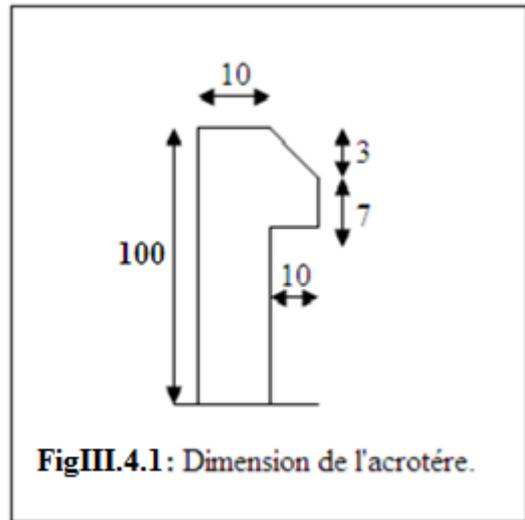
$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(100 \times 10) \times 50 + (10 \times 7) \times 93.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 98]}{100 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 53.47 \text{ cm}$$

**Calcul des sollicitations :**

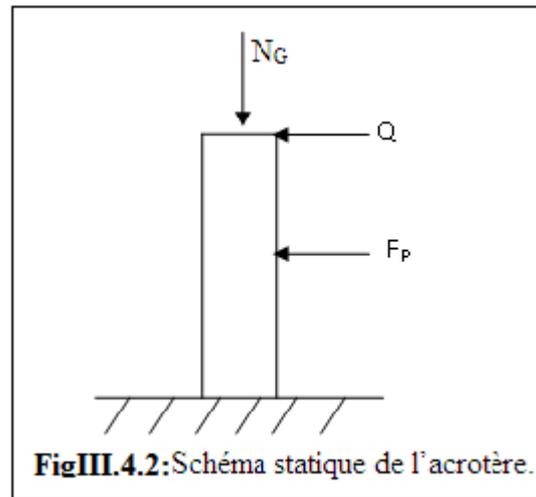
L'acrotère est sollicité par :

Un effort normale dû à son poids propre  $N_G = 4.04 \text{ KN}$

Un effort normal dû à la surcharge  $N_Q = 0 \text{ KN}$



FigIII.4.1: Dimension de l'acrotère.



FigIII.4.2: Schéma statique de l'acrotère.

Un effort dû à l'action sismique  $N_F = 0$  KN

Les moments engendrés par ces efforts sont :  $M_G = 0$  KN

$$M_Q = Q \times h = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_G = 1.5 \times 0.535 = 0.802 \text{ KN.}$$

**Combinaisons d'action :**

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml

**Tableau III.4.** : les combinaisons d'action.

|               | RPA 99    | ELU           | ELS   |
|---------------|-----------|---------------|-------|
| Sollicitation | G + Q + E | 1.35G + 1.5 Q | G + Q |
| N (KN)        | 4.04      | 5.454         | 4.04  |
| M (KN .m)     | 2.302     | 2.25          | 1.5   |

**Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.302}{4.04} = 0.57 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0.1666 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimé  $\Rightarrow$  le ferraillage se fait par assimilation à la

flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer  $e_1$

Par  $e$  (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec  $e_1$  : excentricité structurelle = 0.57m

$e_a$  = excentricité accidentelle.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} , \frac{h}{250}) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$e_2$  : excentricité du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi)$$

Avec :  $l_f$  : Longueur de flambement  $l_f = 2h = 2 \times 1 = 2 \text{ m}$

$h_0$  : Hauteur de la section  $h_0 = 10 \text{ cm}$

$\alpha$  : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 1.5} = 0$$

$\phi$  : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_1}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{2}{0.1} = 20 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0.57}{0.1}\right) = 114$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité  $e_2$

$$e_2 = \frac{3 \times 2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.024m ; e = e_1 + e_a + e_2 = 0.57 + 0.02 + 0.024 = 0.614m$$

Les sollicitations corrigées sont :  $N_u = 4.04KN$

$$M_u = N_u \times e = 4.04 \times 0.614 = 2.48KN.m$$

**À l'ÉLU :**

$$N_u = 4.04 KN$$

$$M_u = 2.48 KN.m$$

Position du centre de pression  $c$  :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{2.48}{4.04} = 0.61 m$$

$$e_G = 0.61m > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 m \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

$N$  : Effort de compression et  $c$  en dehors de la section  $\Rightarrow$  section partiellement comprimée (spc).

spc  $\Rightarrow$  Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 2.60KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.60 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.029$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.037$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{2.60 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.95 - \frac{4.04 \times 10^{-3}}{348} = 0.95 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$  .....vérifiée

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : 4 T6} = 1.12 \text{ cm}^2$$

**L'espacement :**

**Armature principale :**

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm} ; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

**Armature de répartition :**

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} ; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

**À l'ELS :**

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier
2. Contrainte limite du béton

**Contrainte limite de l'acier :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

**Position de l'axe neutre :**

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{1.5}{4.04} = 0.37 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.050 \text{ m}$$

$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.37 - 0.05 = 0.32 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \quad A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow$$

$$P = -3 \times 0.32^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.32) = -0.31 \text{ m}^2 \quad q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow$$

$$q = -2 \times 0.32^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.32)^2 = -0.067 \text{ m}^3 \quad y_c^3 - 0.31 y_c - 0.067 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h_0 - c \Rightarrow -0.32 \leq y_c \leq -0.22$$

$$y_c = -0.30 \text{ m}$$

$$y = -0.30 + 0.32 = 0.02 \text{ m}$$

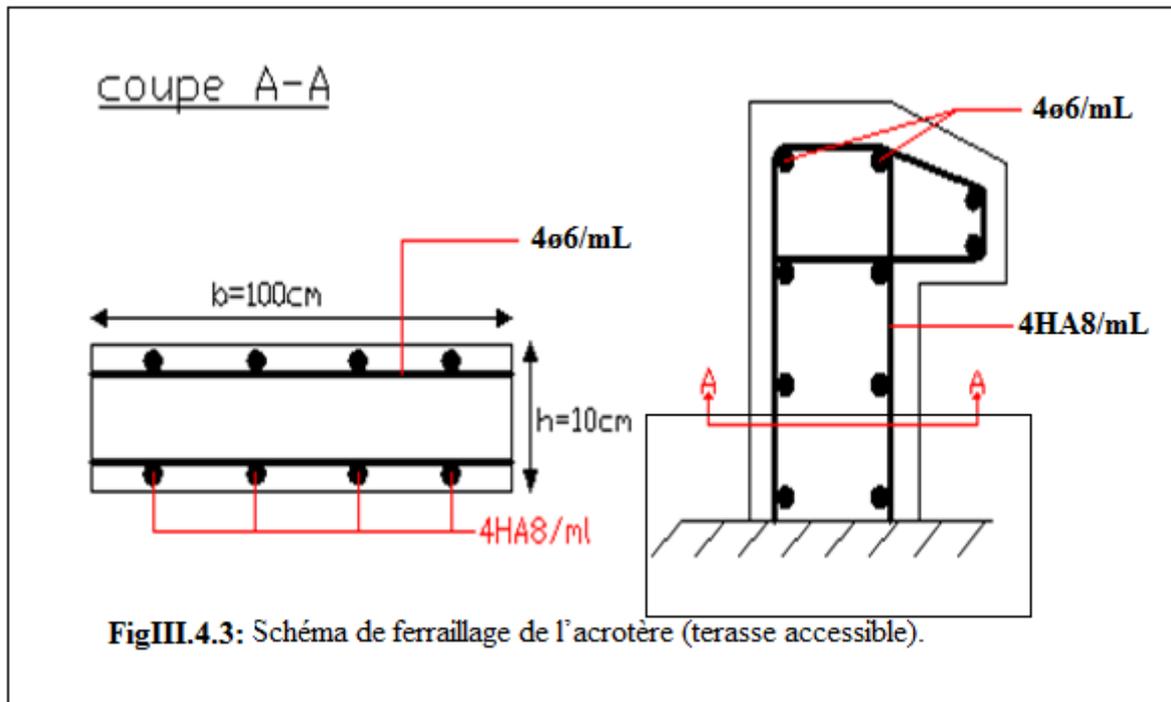
$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.02^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.02) = 1.91 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.5 \times 10^{-3} \times 0.02}{1.91 \times 10^{-5}} = 1.57 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1.91 \times 10^{-5}} (0.08 - 0.02) = 70.68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$



**NB :** avec la même procédure de calcul du ferrailage de l'acrotère (terrasse inaccessible) on a opté à un ferrailage identique à celui de l'acrotère (terrasse accessible).

**III.5. Etude de l'ascenseur :****III.5.1. Description de l'ascenseur :**

*Cabine* : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.

*Gain* : Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.

*Palier* : Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.

*Cuvette* : Partie de la gain située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.

*Hauteur libre* : Partie de la gain située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.

*Local des machines* : Local où se trouvent la machine et son appareillage.

**III.5.2. Caractéristiques des ascenseurs :****Charges nominales :**

En kilogrammes : 320 - 400 - 630 - 800 - 1000 - 1250 - 1600 - 2000 - 2500.

**Vitesses nominales [m/s] :**

La vitesse nominales de l'ascenseur est donner comme suit : 0.4 ; 0.63 ; 1 ; 1.6 et 2.5

(0.4 n'est applicable qu'aux ascenseurs hydrauliques ; 1.6 et 2.5 ne sont applicables qu'aux ascenseurs électriques).

**Nombre de passagers:..... (Annexe IV)**

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L = 140\text{cm}$  : Longueur de l'ascenseur.

$L_r = 110\text{cm}$  : Largeur de l'ascenseur.

$H = 220\text{cm}$  : Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 102\text{KN}$  : Charge due à la cuvette.

$D_m = 82\text{KN}$  : Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15\text{KN}$  : Charge due à l'ascenseur.

$P_{\text{perssonnes}} = 6.3\text{KN}$  : La charge nominale.

$V = 1.00\text{m/s}$  : La vitesse.

**III.5.3. Etude de l'ascenseur :**

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a  $l_x = 1.80m$  et  $l_y = 1.95m$  donc une surface

$$S = 1.80 \times 1.95 = 3.51m^2.$$

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{1.95}{20} = 0.0975m$$

Soit alors son épaisseur est **e=20cm.**

**III.5.3.1. Evaluation des charges et surcharges :**

$G_1 = 25 \times 0.2 = 5KN/m^2$  : Poids de la dalle en béton armée.

$G_2 = 22 \times 0,04 = 0.88 KN/m^2$  : Poids de revêtement en béton.

$$G' = G_1 + G_2 = 5.88 KN/m^2$$

$$G = \frac{F_C}{S} = \frac{102}{3.51} = 29.06KN / m^2. \text{ Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G' + G = 34.94KN / m^2 ; \text{ Et } Q = 1KN / m^2.$$

**A) Cas de charge repartie :**

**A l'ELU :**

**Calcul les sollicitations à ELU :**

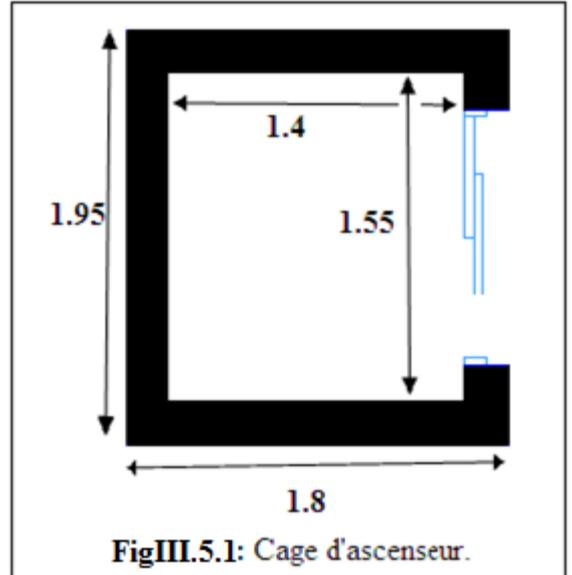
$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 34.94 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 48.67KN/m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.92 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} \text{à ELU } (\nu = 0) : \\ \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases} \dots\dots\dots(\text{AnnexI})$$

$$M_{0x} = \mu_x \times Pu \times l_x^2 = 0,0437 \times 48.67 \times (1.8)^2 = 6.89KN.m$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.8251 \times 6.89 = 5.69KN.m$$



**FigIII.5.1: Cage d'ascenseur.**

**Calcul les moments réelles :**

En travée : Sens x-x' :  $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.86 \text{KNm}$

Sens y-y' :  $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.84 \text{KNm}$

En appui :  $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -3.45 \text{KNm}$

$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -2.07 \text{KNm}$

**Calcul le ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 18 \text{cm}$  et  $d_y = 17 \text{cm}$ .

**Tableau. III. 5.1 :** Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

| Sens   |     | M<br>(KN.m) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z (m) | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml) | St (cm) |
|--------|-----|-------------|------------|----------|-------|--|---|---------|
| travée | x-x | 5.86        | 0.013      | 0.016    | 0.179 | 0.94                                   | 4HA10=3.14                              | 25      |
|        | y-y | 4.84        | 0.012      | 0.015    | 0.169 | 0.82                                   | 4HA10=3.14                              | 25      |
| appui  | x-x | -3.45       | 0.0075     | 0.009    | 0.179 | 0.55                                   | 4HA8=2.01                               | 25      |
|        | y-y | -2.07       | 0.005      | 0.006    | 0.170 | 0.35                                   | 4HA8=2.01                               | 25      |

**Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité**

On calcule  $A_{min}$  : On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008; e = 20 \text{cm}; b = 100 \text{cm}, \rho = 0.97$

$$\left. \begin{matrix} e > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.66 \text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{min}^y = 1.60 \text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**Vérification des espacements**

Sens x-x' :  $S_t \leq \min(3e; 33 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

Sens y-y' :  $S_t \leq \min(4e; 45 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \tau_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{MPa}$$

$\rho = 0.92 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens.

$$V_U = q_u \times \frac{l_Y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 32.5 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{32.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.19 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{MPa.} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**Vérification a l'ELS:**

$$q_s = G_{\text{totale}} + Q = 34.94 + 1 \Rightarrow q_u = 35.94 \text{KN/m}^2.,$$

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1mL

**Evaluation des moments :**

$$\rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 & \dots\dots\dots \text{(Annexe I)} \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 = 0,0509 \times 35.94 \times (1.8)^2 = 5.93 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.8799 \times 5.93 = 5.22 \text{KN.m}$$

En travée :  $M_{\text{tser}}^x = 0.85 \times M_0^x = 5.04 \text{KN.m}$

$$M_{\text{tser}}^y = 0.85 \times M_0^y = 4.44 \text{KN.m}$$

En appuis :  $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -2.97 \text{KNm}$

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -1.78 \text{KNm}$$

**Vérification des contraintes dans le béton :** On vérifie :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} ; \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y .$$

**Tableau.III.5.2 :** Vérification de la contrainte de compression du béton à l'ELS.

| Location  | M <sub>ser</sub> (KN.m) | I (cm <sup>4</sup> ) | Y (cm) | σ <sub>bc</sub> (MPa) | σ̄ <sub>bc</sub> (MPa) |
|---|-------------------------|----------------------|--------|-----------------------|------------------------|
| Travée(x)   | 5.04                    | 11319.62             | 3.67   | 1.64                  | 15                     |
| Travée(y)   | 4.44                    |                      |        | 1.44                  | 15                     |
| Appui(x)  | -2.97                   | 7683.73              | 3.01   | 1.16                  | 15                     |
| Appui(y)  | -1.78                   |                      |        | 0.7                   | 15                     |
| $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$ |                         |                      |        |                       |                        |

**Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

**Vérification des contraintes dans l'acier**

On vérifie que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ ;  $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3}f_e, 150 * \eta) = 240 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{5.04 \times 10^{-3}}{11319.62 \times 10^{-8}} (0.18 - 0.037) = 95.5 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

**Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

1.  $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.11 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$
2.  $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.11 > 0.085 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$
3.  $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Rightarrow 0.0017 < 0.006 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

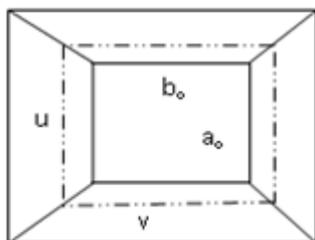
**Cas d'une charge concentrée :**

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur aire  $a_0 \times b_0$ . Elle agit uniformément sur aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

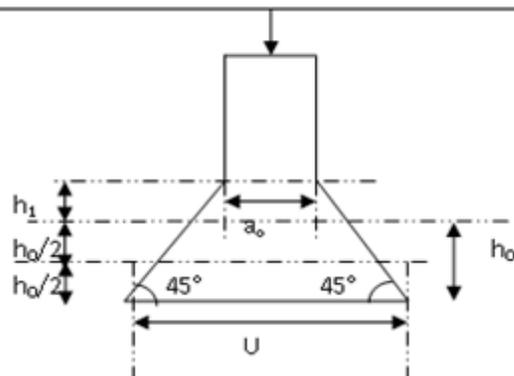
$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  = dimension suivant y-y ;  $b_0$  et  $v$  : Dimension suivant x-x.



**FigIII.5.2:** Schéma représentant la surface d'impact.



**FigIII.5.3:** calcul de périmètre au niveau de la feuille moyenne.

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{cm.} \\ b_0 = 80\text{cm.} \end{cases}$$

Avec  $h_1 = 4\text{ cm}$  : Epaisseur de revêtement.

$h_0 = 20\text{ cm}$  : Epaisseur de dalle.

$\xi = 1$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108\text{cm.} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108\text{cm.} \end{cases}$$

**Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + \gamma \times M_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + \gamma \times M_1) \end{cases}$$

Avec  $\gamma$  : Coefficient de poisson  $\begin{cases} \gamma = 0 & \text{à l'ELU} \\ \gamma = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

$M_1$  et  $M_2$  : données par l'abaque de **PIGEAUD**.

$M_1$  en fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho = 0.92$ ;  $M_2$  en fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\frac{v}{l_x} \rho = 0.92$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{180} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.6 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{108}{195} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.085 \\ M_2 = 0.067 \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Annexe II})$$

**Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y2}$  du système de levage à l'ELU :**

On a:  $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3\text{KN.}$

$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455\text{KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 139.45 \times 0.085 = 11.85\text{KNm} \\ M_{y1} = 139.45 \times 0.067 = 9.34\text{KNm} \end{cases}$$

**Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$q_u = 9.44\text{KN}$

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.34\text{KN.m}$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.1\text{KN.m}$

**Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.19 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.44 \text{KNm} \end{cases}$$

**Les moments réels :**

La section considérée est une section de (1m×0.20m) sollicité à la flexion simple.

b = 100cm, h = 20cm , dx = 18cm, dy = 17cm, f<sub>bu</sub>=14.2 Mpa.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux qui suivent:

**Tableau.III.5.3 :** Ferrailage en travée et en appui de la dalle d'ascenseur.

| Sens   |     | M (KN.m) | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml) | St (cm) |
|--------|-----|----------|--|---|---------|
| Travée | x-x | 11.21    | 1.81                                   | 4HA10=3.14                              | 25      |
|        | y-y | 8.87     | 1.43                                   | 4HA10=3.14                              | 25      |
| Appui  | x-x | -6.6     | 1.6                                    | 4HA8=2.01                               | 25      |
|        | y-y | -3.96    | 0.64                                   | 4HA8=2.01                               | 25      |

**Vérification : [BAEL91]****Vérification de la condition de non fragilité :**

C'est vérifié.

**Vérification à l'ELU****Vérification au poinçonnement :**

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Art H. III.10).}$$

Avec :

p<sub>u</sub> : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U<sub>c</sub> : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u+v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108+108) \Rightarrow U_c = 432 \text{ cm} ; q_u = 139.45 \text{KN.}$$

$$\text{Or } q_u = 139.445 \text{KN} \leq 0.045 \times 4.32 \times 0.2 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 648 \text{KN.}$$

Pas de risque de poinçonnement de la dalle .

**Vérification de l'effort tranchant :** b=100cm ; d=18cm.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{MPa}$$

$$\text{On a : } u = v = 108\text{cm} \Rightarrow V_{\max} = \frac{q_u}{2 \times u + v} = \frac{139.455}{2 \times 1.08 + 1.08} = 43.04\text{MPa}$$

$$V_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{43.04}{1 \times 0.18} \times 10^{-3} = 0.24\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.16\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

### Calcul à l'ELS :

1) Le moment engendré par le moment de levage :

Les moments engendrés par le système de levage :  $q_{ser} = g = 103.3\text{KN}$ .

$$\begin{cases} M_{x1} = q_s \times (M_1 + M_2 \times \gamma) \\ M_{y1} = q_s \times (M_2 + M_1 \times \gamma) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 103.3 \times (0.085 + 0.067 \times 0.2) = 10.16\text{KNm.} \\ M_{y1} = 103.3 \times (0.067 + 0.085 \times 0.2) = 8.68\text{KNm.} \end{cases}$$

Les moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88\text{KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.97\text{KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8\text{KNm} \end{cases}$$

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.13\text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.48\text{KNm} \end{cases}$$

### Vérification des contraintes :

#### Calcul des moments

$$M_t^x = 0.85 \times 11.13 \Rightarrow M_t^x = 9.46\text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 9.48 \Rightarrow M_t^y = 8.06\text{KN.m}$$

$$M_a^x = -0.5 \times 11.13 \Rightarrow M_a^x = -5.56\text{KN.m}$$

$$M_a^y = -0.3 \times 11.13 \Rightarrow M_a^y = -3.34\text{KN.m}$$

$$\text{Etat limite de compression de béton : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$y = 3.67\text{cm} \text{ et } I = 11319.62\text{cm}^4$$

$$\text{Sens } x-x : \sigma_{bc} = 3.06\text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Sens } y-y : \sigma_{bc} = 2.62\text{MPa} \leq 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

#### Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

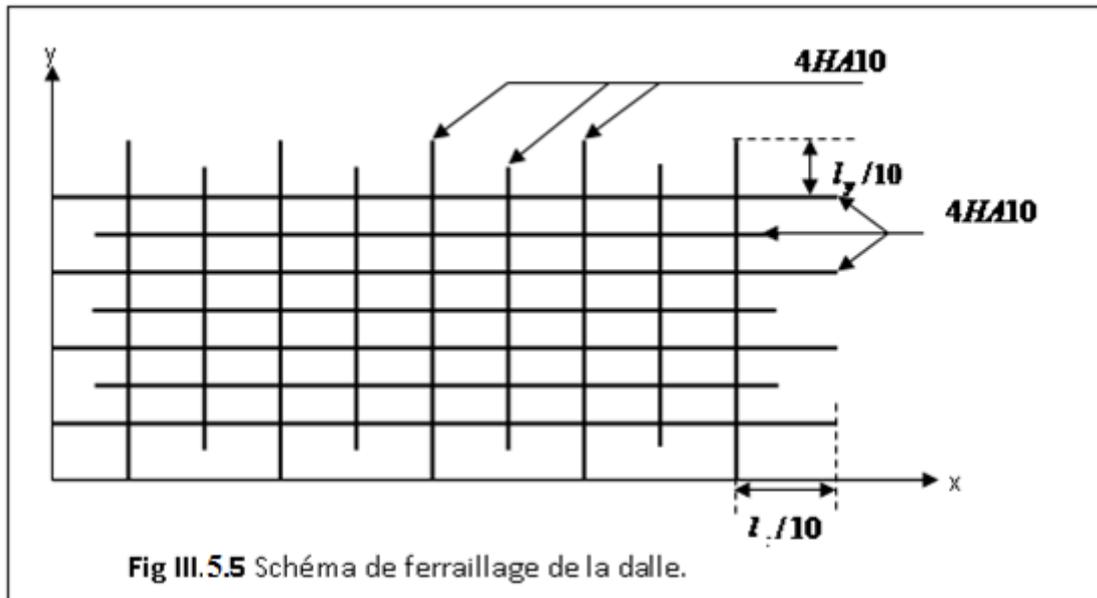
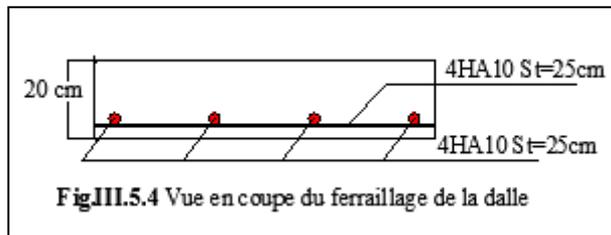
#### Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

Les conditions à vérifier sont les suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L_x} = \frac{0.20}{1.8} = 0.111 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_x} = \frac{9.46}{10 \times 11.13} = 0.085 \dots \text{vérifiée.} \\ \frac{h_t}{L_y} = \frac{0.20}{1.95} = 0.108 > \frac{M_{ty}}{10 \times M_y} = \frac{8.06}{10 \times 9.48} = 0.085 \dots \text{vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 18} = 0.0017 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée



Chapitre IV :  
Etude Dynamique

**Introduction**

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature du sol en place, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100km, et de séisme profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300km.

En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité.

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie, pas moins de trois séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions Ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines. A moins que les constructions ne soient conçues et construites de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques. On comprend par "manière adéquate" la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur **RPA99/version 2003**.

**IV.1. Objectifs et exigences :**

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais, met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou de dissipation d'énergie.

**IV.2. Méthodes de calcul :**

Selon les Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/version2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### IV.2.1. Méthode statique équivalente :

Les **RPA99**(V2003) permettent sous certaines conditions du (l'Article 4.2) 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.

#### Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul totale : **RPA99** (Art4.2.3)

La force sismique  $V$ ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99** (Tableau4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A= 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99** (Tableau4.3)

Dans le cas du présent projet, un système mixte (portiques-voiles) avec interaction, est adopté.

Donc :

$$R= 5$$

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ avec : } \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

$Pq$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

**Tableau IV.1** : Valeurs des pénalités  $P_q$ .

| “ Critère q ”  | Observée | $P_q/xx$ | Observée | $P_q/yy$ |
|--|----------|----------|----------|----------|
| 1- Conditions minimales sur les files de contreventement | Non      | 0.05     | Non      | 0.05     |
| 2- Redondance en plan                                    | Non      | 0.05     | Non      | 0.05     |
| 3- Régularité en plan                                    | Non      | 0.05     | Non      | 0.05     |
| 4- Régularité en élévation                               | oui      | 0        | oui      | 0        |
| 5- Contrôle de qualité des matériaux                     | oui      | 0        | oui      | 0        |
| 6- Contrôles de qualité des d'exécution                  | non      | 0.1      | non      | 0.1      |

Donc

$$Q = 1.25$$

$W$  : Poids total de la structure.

La valeur de  $W$  comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a un niveau à usage commercial, donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.60$  ; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.20$ .

Le tableau suivant résume le poids des différents éléments dans chaque niveau.

Tableau IV.2 : Résumé des résultats.

| Niveau(m) | Etages                | Surface totale (cm <sup>2</sup> ) | W poids total (KN) |
|-----------|-----------------------|-----------------------------------|--------------------|
| 37,74     | 11 <sup>em</sup> etag | 63,7                              | 61,83              |
| 34,68     | 10 <sup>em</sup> etag | 190,7                             | 1744,3             |
| 31,62     | 9 <sup>em</sup> etag  | 242                               | 2305               |
| 2856      | 8 <sup>em</sup> etag  | 420                               | 3359,8             |
| 25,5      | 7 <sup>em</sup> etag  | 420                               | 3359,8             |
| 22,44     | 6 <sup>em</sup> etag  | 420                               | 3389,6             |
| 19,38     | 5 <sup>em</sup> etag  | 420                               | 3419,5             |
| 16,32     | 4 <sup>em</sup> etag  | 420                               | 3449,4             |
| 13,26     | 3 <sup>em</sup> etag  | 420                               | 3479,4             |
| 10,2      | 2 <sup>em</sup> etag  | 420                               | 3512,6             |
| 7,14      | 1 <sup>er</sup> etag  | 420                               | 3676,7             |
| 4,08      | RDC                   | 321                               | 3342,5             |
| 0         | ENT-S 1               | 186                               | 1976,4             |
| -3,06     | ENT-S 2               | 186                               | 2001,8             |
| -6,12     | ENT-S 3               | 186                               | 2027,2             |

$$W = \sum W_i = 41105.83 \text{ KN}$$

D :Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4.2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99**(Tableau 4.7)

Le sol en place est pratiquement schisteux, signalons de plus la présence de marno-calcaire avec les conglomérats. Le sol est classé non agressif, plastique (D'après les résultats préliminaires de laboratoire des travaux publics LAGHOUAG« Antenne de Bejaia»), donc des **RPA99**(Tableau3.2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie  $S_3$ , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

D'où,  $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 46.92m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage, est donné par les **RPA99** (tableau 4.6).

Pour le contreventement mixte (portique- voiles) avec interaction :  $C_T = 0.05$

$$T_c = 0.05 \times (46.92)^{3/4} = 0.9 \text{ s.}$$

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad \text{RPA99 (Formule 4.7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 25.57m, \quad L_y = 23.42m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.84s \\ T_y = 0.87s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_2) = 0.84s > T_2 = 0.5s$$

$$T_y = \min(T_y; T_2) = 0.87s > T_2 = 0.5s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.84} \right)^{2/3} = 1.43 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.87} \right)^{2/3} = 1.40 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.84 = 1.09 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.87 = 1.13 \text{ s} \end{cases}$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.43 \times 1.25}{5} \times 41105.83 = 2204.30 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.40 \times 1.25}{5} \times 41105.83 = 2158.06 \text{ KN}$$

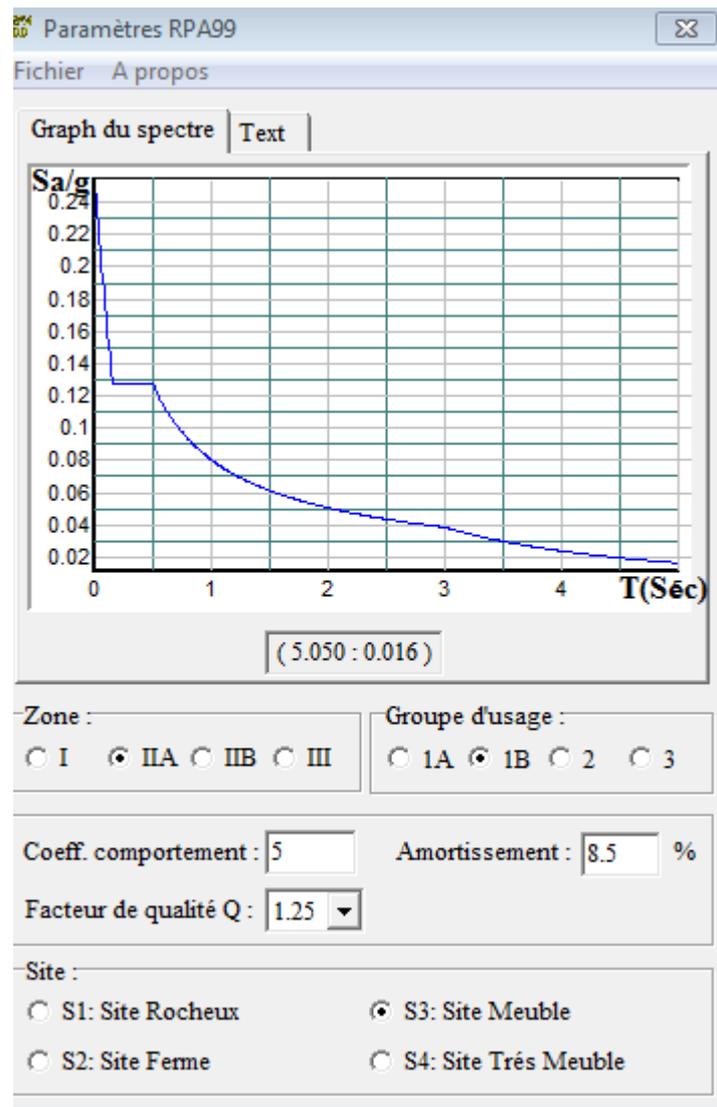
### IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

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 non-conforme aux conditions exigées par les RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, Pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule4-13)}$$



FigIV.1 : Spectre de calcul.

### IV.2.3. Méthode d'analyse par accélérogramme:

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

### IV.3. Exigences des RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins

25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doivent être tel que :

– la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

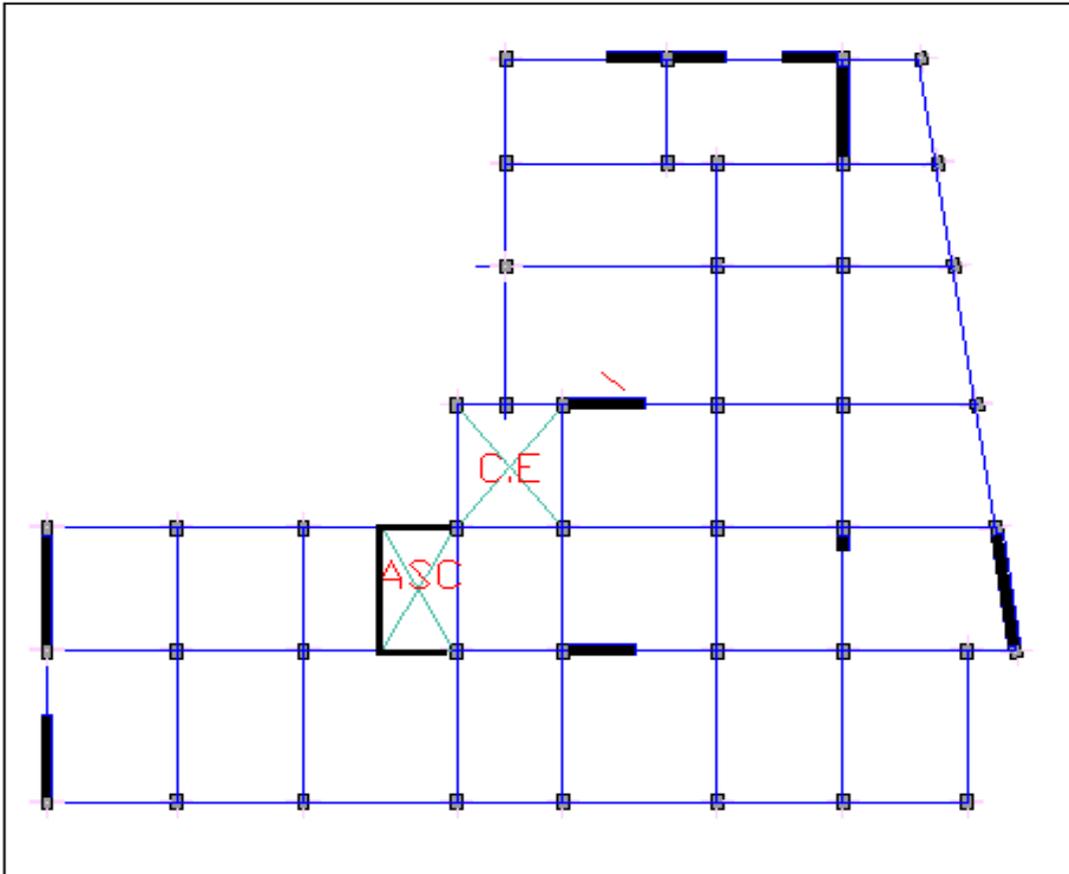
Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

#### **IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique**

##### **IV.4.1. Disposition des voiles de contreventement :**

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences des RPA. Les inerties des poteaux ont été revues, ainsi que le nombre des voiles de contreventement.

Le modèle retenu est schématisé sur la figure (Fig. IV.2) ci-dessous :



**Fig. IV.2:** plan de repérage des voiles de contreventement.

**C.E:** Cage d'escalier.

**ASC :** Ascenseur.

1) Comportement de la structure.

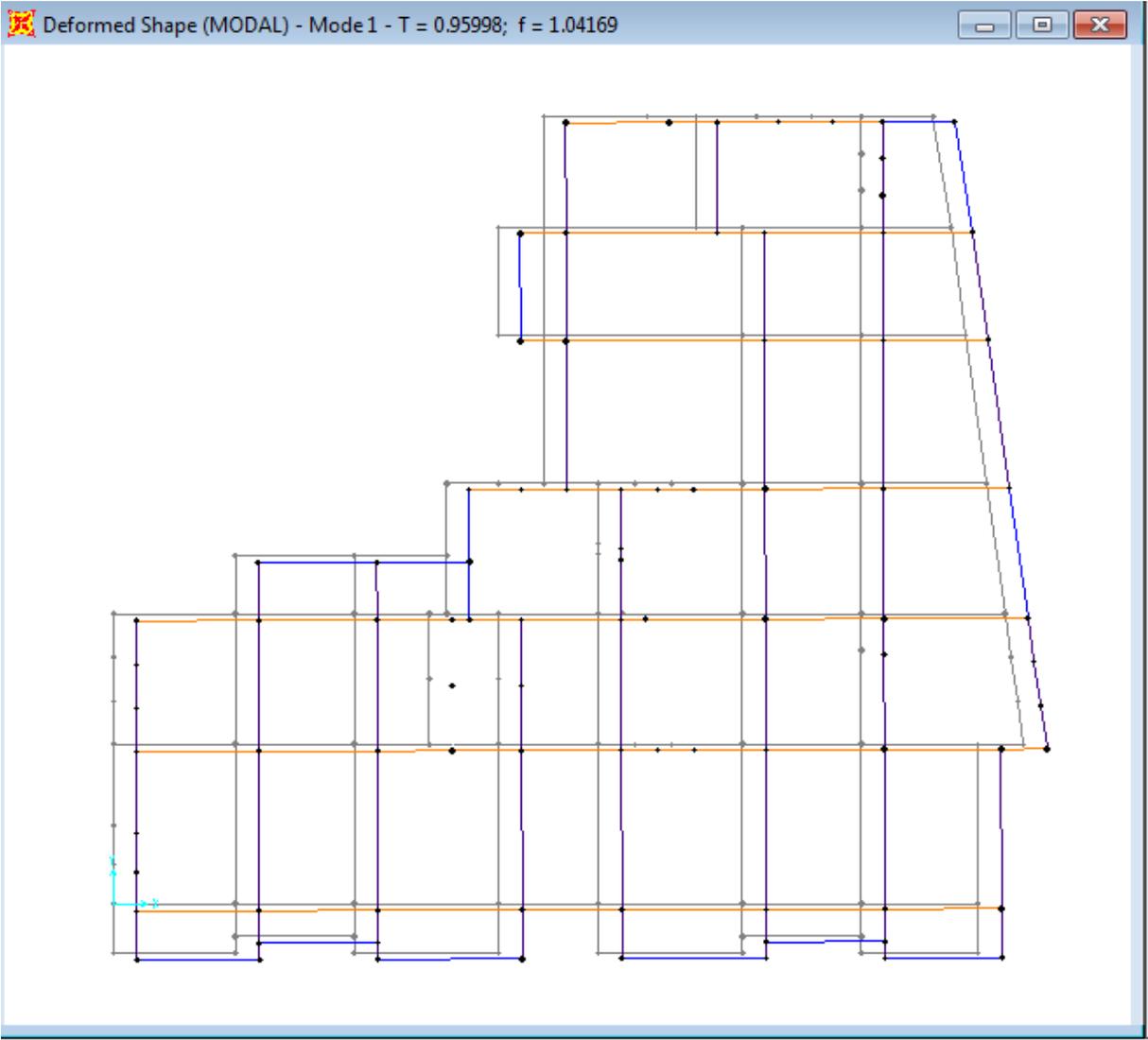


Fig.IV.3 : Mode 1, Translation suivant l'axe x-x.

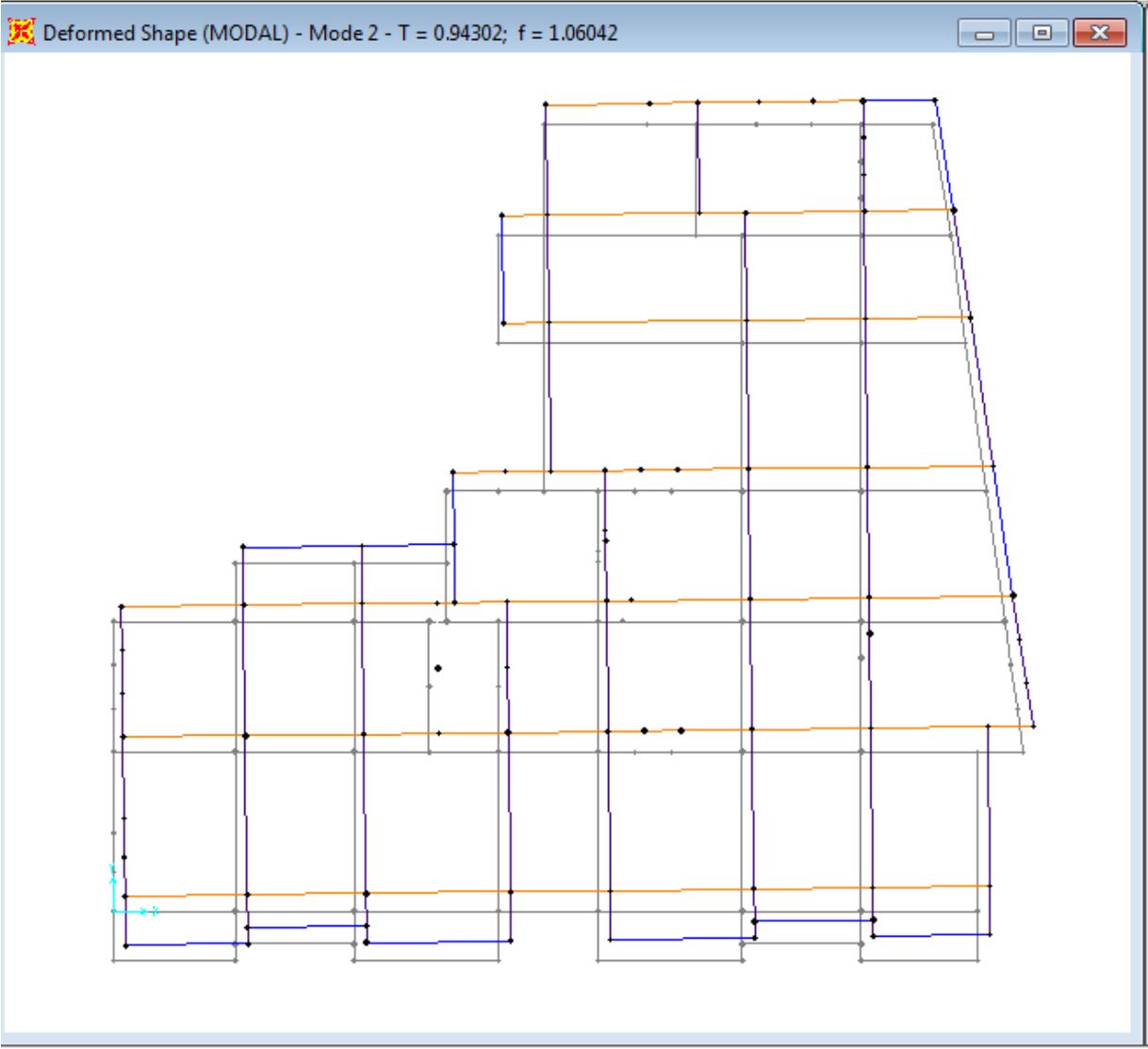
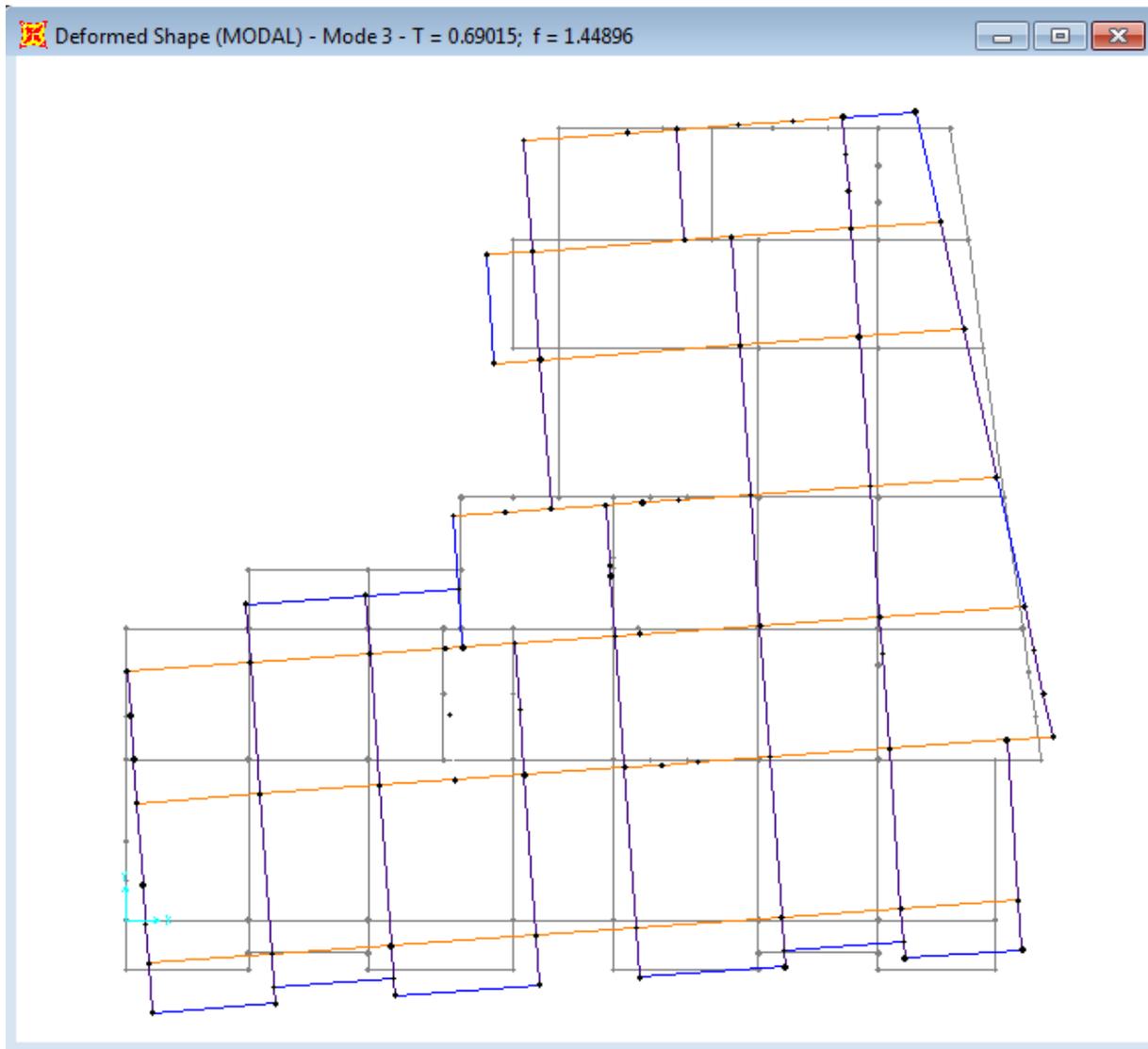


Fig. IV.4 : Mode 2, Translation suivant l'axe Y-Y.



**Fig.IV.5** : Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z.

## 2) Taux de participation massique :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par les **RPA99V2003** doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment ; la condition est vérifiée à partir du 28<sup>ème</sup> mode sous la combinaison **modal**.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau IV.3 : Périodes de vibration et taux de participation massique.

| Modes   | Période<br>Sec | Individuel mode (%) |       | Cumulative sum (%) |       |
|---------|----------------|---------------------|-------|--------------------|-------|
|         |                | Ux                  | Uy    | Ux                 | Uy    |
| Mode 1  | 0.960          | 0.559               | 0.045 | 0.559              | 0.045 |
| Mode 2  | 0.943          | 0.052               | 0.534 | 0.611              | 0.580 |
| Mode 3  | 0.690          | 0.004               | 0.026 | 0.615              | 0.606 |
| Mode 4  | 0.297          | 0.117               | 0.000 | 0.733              | 0.606 |
| Mode 5  | 0.260          | 0.003               | 0.142 | 0.736              | 0.748 |
| Mode 6  | 0.197          | 0.003               | 0.013 | 0.739              | 0.761 |
| Mode 7  | 0.152          | 0.052               | 0.000 | 0.791              | 0.762 |
| Mode 8  | 0.124          | 0.001               | 0.067 | 0.792              | 0.829 |
| Mode 9  | 0.102          | 0.031               | 0.002 | 0.823              | 0.831 |
| Mode 10 | 0.095          | 0.010               | 0.000 | 0.834              | 0.832 |
| Mode 11 | 0.079          | 0.000               | 0.047 | 0.834              | 0.878 |
| Mode 12 | 0.070          | 0.042               | 0.000 | 0.876              | 0.879 |
| Mode 13 | 0.064          | 0.000               | 0.000 | 0.876              | 0.879 |
| Mode 14 | 0.062          | 0.000               | 0.000 | 0.876              | 0.879 |
| Mode 15 | 0.061          | 0.000               | 0.000 | 0.876              | 0.879 |
| Mode 16 | 0.060          | 0.000               | 0.000 | 0.876              | 0.879 |
| Mode 17 | 0.060          | 0.000               | 0.000 | 0.876              | 0.879 |
| Mode 18 | 0.060          | 0.000               | 0.000 | 0.876              | 0.879 |
| Mode 19 | 0.059          | 0.000               | 0.001 | 0.876              | 0.880 |
| Mode 20 | 0.059          | 0.000               | 0.000 | 0.876              | 0.880 |
| Mode 21 | 0.059          | 0.000               | 0.000 | 0.876              | 0.880 |
| Mode 22 | 0.059          | 0.000               | 0.013 | 0.876              | 0.893 |
| Mode 23 | 0.059          | 0.000               | 0.009 | 0.876              | 0.902 |
| Mode 24 | 0.058          | 0.000               | 0.015 | 0.876              | 0.917 |
| Mode 25 | 0.057          | 0.000               | 0.000 | 0.876              | 0.917 |
| Mode 26 | 0.053          | 0.000               | 0.000 | 0.877              | 0.917 |
| Mode 27 | 0.053          | 0.002               | 0.000 | 0.879              | 0.917 |
| Mode 28 | 0.053          | 0.033               | 0.000 | 0.912              | 0.917 |

### 3) Vérification de l'interaction voiles-portiques :

#### a) Sous charges verticales :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales sous la combinaison **ELS. RPA99/2003** (Art 4.a)

**Tableau IV.4** : Vérification de l'interaction sous charge verticale.

|   |            |
|---|------------|
| Charges verticales reprises par tous les voiles (KN)  | 9425.507   |
| Charges verticales reprises par tous les poteaux (KN) | 71427.849  |
| Charges verticales reprises par l'ensemble (KN)       | 80853.356  |
| Pourcentages repris par les voiles (%)                | 13.20 < 20 |

La charge verticale totale reprise par les voiles est < 20%.....vérifiée.

#### b) Sous charges horizontales :

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

**Tableau IV.5** : Vérification de l'interaction sous charges horizontales dans le sens xx.

| Niveau | sens xx combinaison Ex |            |          |            |            |
|--------|------------------------|------------|----------|------------|------------|
|        | portiques (KN)         | voiles(KN) | p+v (KN) | (p/p+v)(%) | (v/p+V)(%) |
| 1      | 259.70                 | 592.16     | 851.87   | 30.36      | 69.51      |
| 2      | 240.21                 | 511.72     | 751.92   | 31.82      | 68.05      |
| 3      | 402.33                 | 599.36     | 1001.69  | 40.1       | 59.83      |
| 4      | 677.24                 | 562.29     | 1239.53  | 54.57      | 45.36      |
| 5      | 903.31                 | 768.85     | 1672.16  | 53.93      | 45.98      |
| 6      | 917.73                 | 465.47     | 1383.20  | 66.22      | 33.65      |
| 7      | 917.97                 | 441.33     | 1359.29  | 67.35      | 32.47      |
| 8      | 279.12                 | 278.92     | 558.04   | 49.62      | 49.98      |
| 9      | 254.09                 | 238.54     | 492.63   | 51.11      | 48.42      |
| 10     | 209.84                 | 207.04     | 416.88   | 49.73      | 49.66      |
| 11     | 179.15                 | 177.86     | 357.00   | 50.32      | 49.82      |
| 12     | 144.46                 | 146.97     | 291.43   | 50.35      | 50.43      |
| 13     | 65.00                  | 134.05     | 199.04   | 32.65      | 67.35      |
| 14     | 87.26                  | 93.28      | 180.53   | 49         | 51.67      |
| 15     | 32.41                  | 42.50      | 74.90    | 43.26      | 56.73      |

D'après le tableau ci-dessus (**p%**) > 25%..... vérifiée.

**Tableau IV.6** : Vérification de l'interaction sous charges horizontales dans le sens yy.

| sens yy combinaison Ey |                |            |           |            |            |
|------------------------|----------------|------------|-----------|------------|------------|
| Niveau                 | portiques (KN) | voiles(KN) | (p+v)(KN) | (p/p+v)(%) | (v/p+v)(%) |
| 1                      | 1378.70        | 1262.15    | 2640.85   | 52.21      | 47.79      |
| 2                      | 306.72         | 394.17     | 700.88    | 43.76      | 56.24      |
| 3                      | 78.73          | 271.32     | 350.05    | 22.49      | 77.51      |
| 4                      | 59.69          | 168.42     | 228.11    | 26.17      | 73.83      |
| 5                      | 36.03          | 69.36      | 105.39    | 34.19      | 65.81      |
| 6                      | 41.86          | 32.56      | 74.43     | 56.25      | 43.75      |
| 7                      | 47.47          | 40.84      | 88.31     | 53.75      | 46.25      |
| 8                      | 1230.32        | 1286.98    | 2517.29   | 48.87      | 51.13      |
| 9                      | 1048.44        | 1431.34    | 2479.78   | 42.28      | 57.72      |
| 10                     | 712.33         | 1610.73    | 2323.06   | 30.66      | 69.34      |
| 11                     | 1541.68        | 1170.26    | 2711.94   | 56.85      | 43.15      |
| 12                     | 1050.64        | 1210.90    | 2261.54   | 46.46      | 53.54      |
| 13                     | 609.63         | 865.04     | 1474.67   | 41.34      | 58.66      |
| 14                     | 476.58         | 726.32     | 1202.89   | 39.62      | 60.38      |
| 15                     | 405.45         | 553.79     | 959.24    | 42.27      | 57.73      |

D'après le tableau ci-dessus (**p%**) > 25%..... vérifiée.

#### 4) Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante, la combinaison utilisée est l'ELU :

$$N_{rd} = \frac{N_u}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{RPA99V2003 (Art : 7.4.3.1)}$$

Tel que :  $N_u$  : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B$  : Section du béton.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression.

**Tableau IV.7:** Vérification des sections du béton vis-à-vis de l'effort normal réduit.

| Niveaux    | Sections | B (m <sup>2</sup> ) | N <sub>u</sub> (KN) | N <sub>rd</sub> | Observation |
|------------|----------|---------------------|---------------------|-----------------|-------------|
| ENT-3;2    | 60X60    | 0.36                | 2650                | 0.29            | Vérifiée    |
| ENT-1 .RDC | 60X55    | 0.33                | 2224.62             | 0.27            | Vérifiée    |
| R+1;2      | 55x50    | 0.275               | 1802.57             | 0.26            | Vérifiée    |
| R+3;4      | 50X45    | 0.225               | 1410.74             | 0.25            | Vérifiée    |
| R+5        | 45X40    | 0.18                | 1039.2              | 0.23            | Vérifiée    |
| R+6;7      | 40X35    | 0.14                | 860.2               | 0.25            | Vérifiée    |
| R+8;9      | 35X35    | 0.1225              | 514.64              | 0.17            | Vérifiée    |
| R+10;S.E   | 35X30    | 0.105               | 223.1               | 0.08            | Vérifiée    |

### 5) Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 des **RPA99/Version2003**, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, sous les combinaisons  $E_x$  et  $E_y$ .

**Tableau IV.8 :** Vérification de la résultante des forces sismiques.

| Sens | V <sub>dy</sub> (KN) | V <sub>st</sub> (KN) | 0.8*V <sub>st</sub> (KN) | Remarque |
|------|----------------------|----------------------|--------------------------|----------|
| x-x  | 2689.709             | 2204.3               | 1763.44                  | Vérifiée |
| y-y  | 2669.427             | 2158.06              | 1726.448                 | Vérifiée |

### 6) Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Art4.4.3)}$$

$$\text{Avec : } \delta_{k_x} = R \times \delta_{ekx} \quad \delta_{kx} = R \times \delta_{ekx}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$

**RPA99** (Article 5.10)

**Tableau IV.9** : Vérification des déplacements.

| Niv | Sens xx              |                   |                       |                   |           |                           | Sens yy              |                   |                       |                   |           |                           |
|-----|----------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|-----------|---------------------------|----------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|-----------|---------------------------|
|     | $\delta_{ek}$<br>(m) | $\delta_k$<br>(m) | $\delta_{k-1}$<br>(m) | $\Delta_k$<br>(m) | hk<br>(m) | $\Delta_k /$<br>hk<br>(%) | $\delta_{ek}$<br>(m) | $\delta_k$<br>(m) | $\delta_{k-1}$<br>(m) | $\Delta_k$<br>(m) | hk<br>(m) | $\Delta_k /$<br>hk<br>(%) |
| 1   | 0.000                | 0.001             | 0.000                 | 0.001             | 3.060     | <b>0.019</b>              | 0.000                | 0.001             | 0.000                 | 0.001             | 3.060     | <b>0.020</b>              |
| 2   | 0.000                | 0.001             | 0.001                 | 0.001             | 3.060     | <b>0.030</b>              | 0.000                | 0.002             | 0.001                 | 0.001             | 3.060     | <b>0.034</b>              |
| 3   | 0.001                | 0.003             | 0.001                 | 0.001             | 3.060     | <b>0.046</b>              | 0.001                | 0.003             | 0.002                 | 0.002             | 3.060     | <b>0.054</b>              |
| 4   | 0.002                | 0.010             | 0.003                 | 0.007             | 4.080     | <b>0.179</b>              | 0.002                | 0.010             | 0.003                 | 0.007             | 4.080     | <b>0.163</b>              |
| 5   | 0.004                | 0.019             | 0.010                 | 0.009             | 3.060     | <b>0.288</b>              | 0.003                | 0.017             | 0.010                 | 0.007             | 3.060     | <b>0.227</b>              |
| 6   | 0.006                | 0.029             | 0.019                 | 0.010             | 3.060     | <b>0.320</b>              | 0.005                | 0.025             | 0.017                 | 0.008             | 3.060     | <b>0.265</b>              |
| 7   | 0.008                | 0.039             | 0.029                 | 0.010             | 3.060     | <b>0.333</b>              | 0.007                | 0.034             | 0.025                 | 0.009             | 3.060     | <b>0.288</b>              |
| 8   | 0.010                | 0.049             | 0.039                 | 0.010             | 3.060     | <b>0.325</b>              | 0.009                | 0.043             | 0.034                 | 0.009             | 3.060     | <b>0.299</b>              |
| 9   | 0.012                | 0.059             | 0.049                 | 0.010             | 3.060     | <b>0.314</b>              | 0.010                | 0.052             | 0.043                 | 0.009             | 3.060     | <b>0.294</b>              |
| 10  | 0.014                | 0.068             | 0.059                 | 0.009             | 3.060     | <b>0.299</b>              | 0.012                | 0.061             | 0.052                 | 0.009             | 3.060     | <b>0.296</b>              |
| 11  | 0.015                | 0.076             | 0.068                 | 0.009             | 3.060     | <b>0.278</b>              | 0.014                | 0.070             | 0.061                 | 0.009             | 3.060     | <b>0.286</b>              |
| 12  | 0.017                | 0.083             | 0.076                 | 0.006             | 3.060     | <b>0.211</b>              | 0.016                | 0.079             | 0.070                 | 0.009             | 3.060     | <b>0.294</b>              |
| 13  | 0.017                | 0.086             | 0.083                 | 0.004             | 3.060     | <b>0.118</b>              | 0.018                | 0.091             | 0.079                 | 0.012             | 3.060     | <b>0.404</b>              |
| 14  | 0.018                | 0.091             | 0.086                 | 0.004             | 3.060     | <b>0.141</b>              | 0.020                | 0.098             | 0.091                 | 0.007             | 3.060     | <b>0.224</b>              |
| 15  | 0.021                | 0.103             | 0.091                 | 0.013             | 3.060     | <b>0.410</b>              | 0.020                | 0.102             | 0.098                 | 0.004             | 3.060     | <b>0.119</b>              |

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 0.43cm < 1\% \times h_e = 3.06cm .$$

**Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \text{ RPA99 (Article 5.9)}$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$  : hauteur d'étage (k)

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup>

ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.10 : Vérification des effets P- $\Delta$ .

| Niv       | Sens x-x       |           |          |       |          | Sens y-y       |           |          |       |              |
|-----------|----------------|-----------|----------|-------|----------|----------------|-----------|----------|-------|--------------|
|           | $\Delta k$ (m) | Pk (Kn)   | Vk(Kn)   | hk(m) | $\theta$ | $\Delta k$ (m) | Pk (Kn)   | Vk(Kn)   | hk(m) | $\theta$     |
| <b>1</b>  | 0.001          | 390787.63 | 697.699  | 3.06  | 0.016    | 0.001          | 390787.63 | 1105.966 | 3.06  | <b>0.011</b> |
| <b>2</b>  | 0.001          | 37076.83  | 367.574  | 3.06  | 0.045    | 0.001          | 37076.83  | 650.292  | 3.06  | <b>0.029</b> |
| <b>3</b>  | 0.001          | 35100.43  | 240.516  | 3.06  | 0.082    | 0.002          | 35100.43  | 420.678  | 3.06  | <b>0.056</b> |
| <b>4</b>  | 0.007          | 31757.93  | 1451.593 | 4.08  | 0.051    | 0.007          | 31757.93  | 1873.352 | 4.08  | <b>0.036</b> |
| <b>5</b>  | 0.009          | 28081.23  | 1703.68  | 3.06  | 0.071    | 0.007          | 28081.23  | 1646.854 | 3.06  | <b>0.058</b> |
| <b>6</b>  | 0.01           | 24568.63  | 1681.024 | 3.06  | 0.07     | 0.008          | 24568.63  | 1563.845 | 3.06  | <b>0.062</b> |
| <b>7</b>  | 0.01           | 21089.23  | 1573.863 | 3.06  | 0.069    | 0.009          | 21089.23  | 1466.428 | 3.06  | <b>0.064</b> |
| <b>8</b>  | 0.01           | 17639.83  | 1293.865 | 3.06  | 0.07     | 0.009          | 17639.83  | 1096.434 | 3.06  | <b>0.076</b> |
| <b>9</b>  | 0.01           | 14220.33  | 1263.203 | 3.06  | 0.058    | 0.009          | 14220.33  | 1040.715 | 3.06  | <b>0.066</b> |
| <b>10</b> | 0.009          | 10830.73  | 1100.118 | 3.06  | 0.051    | 0.009          | 10830.73  | 883.891  | 3.06  | <b>0.063</b> |
| <b>11</b> | 0.009          | 7470.93   | 814.459  | 3.06  | 0.05     | 0.009          | 7470.93   | 662.369  | 3.06  | <b>0.063</b> |
| <b>12</b> | 0.006          | 5165.93   | 733.42   | 3.06  | 0.026    | 0.009          | 5165.93   | 577.166  | 3.06  | <b>0.045</b> |
| <b>13</b> | 0.004          | 3421.63   | 440.955  | 3.06  | 0.016    | 0.012          | 3421.63   | 287.156  | 3.06  | <b>0.082</b> |
| <b>14</b> | 0.004          | 3359.8    | 237.239  | 3.06  | 0.017    | 0.007          | 3359.8    | 176.322  | 3.06  | <b>0.036</b> |
| <b>15</b> | 0.013          | 61.83     | 44.946   | 3.06  | 0        | 0.004          | 61.83     | 38.913   | 3.06  | <b>0</b>     |

La condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- $\Delta$  peuvent être négligés.

### Conclusion :

Toutes les exigences de l'étude dynamique, selon les **RPA99V2003** telles que la période fondamentale, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale), l'effort normal réduit et les déplacements sont satisfaites.

La structure est stable donc on adopte cette disposition finale des voiles (FigIV.2).

## Chapitre V :

# Etude des Eléments Principaux

**Introduction :**

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment résistants, pour reprendre toutes les sollicitations.

**V.1. Etude des poteaux :**

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super-structure vers les fondations. Ces poteaux sont sollicités en flexion composée. Leur ferrailage est déduit selon les combinaisons de charges suivantes (dans le cas de contreventement mixte) :

$$\left. \begin{array}{l} 1) 1.35G+1.5Q \\ 2) G+Q \\ 3) G+Q+E_x \\ 4) G+Q+E_y \\ 5) 0.8G+E_x \\ 6) 0.8G+E_y \end{array} \right\} \text{RPA99 (Article 5.2)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$$

Telle que : N : Effort normale (compression ou traction).

M : Moment sollicitant.

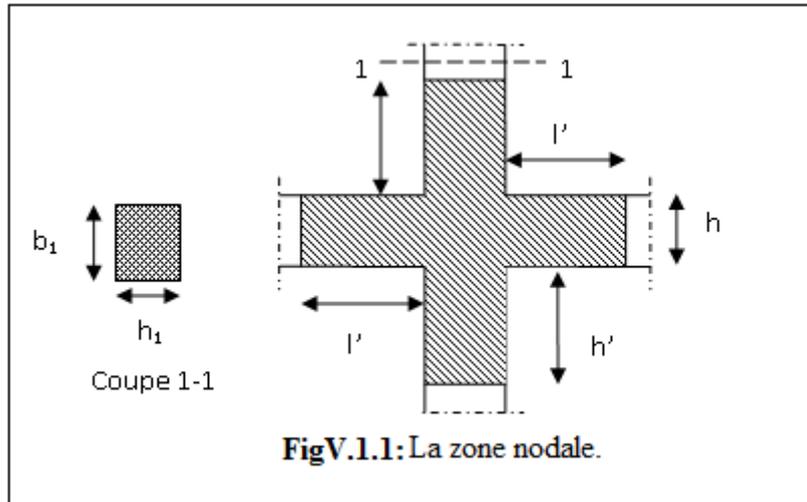
**V.1.1. Recommandations des RPA99 (version 2003) :**❖ **Les armatures longitudinales : RPA99/2003(Art7.4.2.1)**

Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa),
- $A_{\max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante),
- $A_{\max} = 6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement),
- $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  tel que :



$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right).$$

$h_e$ : hauteur d'étage.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions des **RPA99 V2003** sont énumérées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.1.1 :** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

| Niveaux    | Sections | B (m <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (zone courante) | A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (zone de recouvrement) |
|------------|----------|---------------------|-------------------------------------|---|--|
| E-S3;2     | 60X60    | 0.36                | 28.8                                | 144   | 216  |
| E-S1 ; RDC | 60X55    | 0.33                | 26.4                                | 132   | 198  |
| R+1;2      | 55x50    | 0.275               | 22                                  | 110   | 165  |
| R+3;4      | 50X45    | 0.225               | 18                                  | 90  | 135  |
| R+5        | 45X40    | 0.18                | 14.4                                | 72  | 108  |
| R+6;7      | 40X35    | 0.14                | 11.2                                | 56  | 84   |
| R+8;9      | 35X35    | 0.1225              | 9.8                                 | 49  | 73.5   |
| R+10;S.E   | 35X30    | 0.105               | 8.4                                 | 42  | 63   |

Telle que : B : section transversale du poteau.

❖ **Les armatures transversales :** **RPA99** (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales. Les armatures transversales des poteaux sont

calculées à l'aide de la formule suivante : 
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où :  $V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

$t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :

-  $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm})$  (zone nodale).

-  $t \leq 15 \times \phi_l$  (zone courante). ( $\phi_l$  Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\rho = 2.5 \dots \text{si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho = 3.75 \dots \text{si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

Avec :  $\lambda_g = l_f / b_1$  ou  $\lambda_g = l_f / h_1$ , ..... ( $l_f$  longueur de flambement du poteau).

La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{t \times b_1}$  en pourcentage est :

$$0.3\% (t \times b) \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% (t \times b) \dots \text{si } \lambda_g \leq 3$$

$$\text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes} \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de  $10\phi$ .

### V.1.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites du logiciel SAP2000. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$N > 0$  : effort de traction.

$N < 0$  : effort de compression.

**Tableau V.1.2** : Sollicitations dans les poteaux.

| Niv  | Section (cm <sup>2</sup> ) | com | N <sub>min</sub> ;M <sub>cor</sub><br>(KN ;KN.m) |                  | com | N <sub>max</sub> ;M <sub>cor</sub><br>(KN ;KN.m) |                  | com | M <sub>max</sub> ;N <sub>cor</sub><br>(KN.m ;KN ) |                  | com | V <sub>max</sub><br>(KN) |
|------|----------------------------|-----|--|------------------|-----|--|------------------|-----|---|------------------|-----|--------------------------|
|      |                            |     | N <sub>min</sub>                                 | M <sub>cor</sub> |     | N <sub>max</sub>                                 | M <sub>cor</sub> |     | M <sub>max</sub>                                  | N <sub>cor</sub> |     |                          |
| E-S3 | 60x60                      | 6   | 286.22   | 6.14             | 1   | -2650  | 29.42            | 4   | 69.02   | -275.82          | 4   | 68.19                    |
| E-S2 | 60x60                      | 6   | 293.66   | 2.08             | 1   | -2436.21   | -31.065          | 1   | 36.3  | -2258            | 3   | 38.19                    |
| E-S1 | 60x55                      | 6   | 528.71   | 40.53            | 1   | -2224.66   | -26.84           | 3   | -100.86   | -1047.7          | 3   | 89.35                    |
| RDC  | 60x55                      | 6   | 897.71   | 4.13             | 1   | -2019.127  | -24.83           | 3   | -118.46   | -1129.4          | 3   | 157.42                   |
| R+1  | 55x50                      | 6   | 457.41   | 7.83             | 1   | -1802  | -32.31           | 3   | -87.44  | -1306.9          | 3   | 104.83                   |
| R+2  | 55x50                      | 6   | 258.5  | 8.09             | 1   | -1605.7  | -29.69           | 3   | -94.44  | -615.42          | 3   | 106.25                   |
| R+3  | 50x45                      | 6   | 116.73   | 8.58             | 1   | -1410.8  | -26.67           | 3   | 88.539  | -568.87          | 3   | 93.333                   |
| R+4  | 50x45                      | 6   | 52.22  | 13.53            | 1   | -1222  | -25.28           | 3   | -31.59  | -232.96          | 3   | 172.97                   |
| R+5  | 45x40                      | 6   | 49.52  | 19.08            | 1   | -1039  | -26.32           | 3   | -133.49   | -714.17          | 3   | 168.65                   |
| R+6  | 40x35                      | 6   | 52.75  | 12.06            | 1   | -860,2   | -25.19           | 3   | 99.14   | -104.17          | 3   | 131.32                   |
| R+7  | 40x35                      | 6   | 63.49  | 11.13            | 1   | -686.4   | -25.12           | 3   | 81.65   | -48.35           | 4   | 85.63                    |
| R+8  | 35x35                      | 6   | 66.14  | 8.35             | 1   | -514.65  | -20.86           | 3   | -95   | -363.92          | 3   | 93.40                    |
| R+9  | 35x35                      | 4   | 57.34  | 25.33            | 1   | -344.9   | -23.49           | 1   | -59.18  | -47.89           | 3   | 74.73                    |
| R+10 | 35x30                      | 4   | 59.47  | 16.92            | 1   | -223.1   | -19.42           | 4   | -57.08  | -83.37           | 1   | 58.83                    |
| R+11 | 35x30                      | 6   | 27.9   | 3.89             | 1   | -133,4   | -22.21           | 3   | -28.5   | -50.31           | 3   | 17.86                    |

**V.1.3. Calcul du ferrailage :****V.1.3.1. Ferrailage longitudinal:**

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

- **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le poteau rectangulaire du RDC dont son label est **2449** (poteau **E5** voir **figureII.9** chapitre II), avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{aligned}
 - N_{\min} &= 897.71 \text{ KN} & M_{\text{cor}} &= 4.13 \text{ NK.m} \\
 - M_{\text{max}} &= -118.46 \text{ KN.m} & N_{\text{cor}} &= -1129.4 \text{ KN} \\
 - N_{\text{max}} &= -2019.127 \text{ KN} & M_{\text{cor}} &= -24.83 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

**a) Calcul sous N<sub>max</sub> et M<sub>cor</sub> :**

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 0.6 = 0.54 \text{ m}; \quad d' = 0.06 \text{ m}$$

$$N = 2019.127 \text{ KN}$$

$$M = 24.83 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.0123 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.6/2 = 0.3\text{m} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d') - M_A \leq (0.337h - 0.81d') b \times h \times f_{bu} \dots\dots\dots (I)$$

$$M_A = M + N \times (d-h/2) = 24.83 + (2019.127 \times (0.54-0.3)) = 509.42 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 2019.127 \times 10^{-3} \times (0.54 - 0.06) - 509.42 \times 10^{-3} \leq (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.06) \times 0.36 \times 14.2$$

$0.46 < 0.79 \Rightarrow$  la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{509.42 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.54^2 \times 14.2} = 0.21$$

$$\mu_{bu} = 0.21 > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B ; } \epsilon_{bc} = 3.5\text{‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\mu_{bu} = 0.21 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.30$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.48 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{509.42 \times 10^{-3}}{0.48 \times 348} = 30.50 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 30.50 \times 10^{-4} - \frac{2019.127 \times 10^{-3}}{348} = -27.52 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

**b) Calcul sous  $M_{\max}$  et  $N_{\text{cor}}$  :**

$$M = 118.46 \text{ KN.m, } N = 1129.4 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.10 \text{ m}$$

$$M_A = M + N \times (d-h/2) = 118.46 + 1129.4 \times (0.54-0.3) = 389.516 \text{ KN.m}$$

(I)  $0.153 \leq 1.02 \Rightarrow$  calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 389.516 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.120 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.16 \Rightarrow z = 0.51 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 19.27 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -8.97 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul sous  $N_{\min}$  et  $M_{\text{cor}}$  :**

$$N = 897.71 \text{ KN; } M = 4.13 \text{ NK.m} \Rightarrow e_G = 0.0046 \text{ m}$$

$0.0046 \leq 0.30 \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section ,entre les armatures (AA').

$$M_A = 219.58 \text{ KN.m}$$

(I)  $0.21 \leq 1.02 \Rightarrow$  calcul d'une section partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = 0.068 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.088 \Rightarrow z = 0.52 \text{ m} \Rightarrow A1 = 10.54 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = - 11.90 \text{ cm}^2$$

D'après les trois cas étudiés, le cas le plus défavorable est le 1<sup>er</sup> cas avec  $A=30.5 \text{ cm}^2$

Comme c'est un poteau de contreventement, on adopte un ferrailage symétrique (le même) sur toutes les faces, vu que le RPA exige une section minimale d'armature longitudinale de 0.8% de la section totale du béton ; ce qui donne  $A_{min}=28.8\text{cm}^2$ , le ferrailage se fera avec A calculée, soit :  $8\text{HA}16+4\text{HA}20+4\text{HA}14 = 34.80\text{cm}^2$ .

Le ferrailage des poteaux est résumé dans le tableau qui suit :

**Tableau V.1.3** : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

| Niv  | B (cm <sup>2</sup> ) | A (cm <sup>2</sup> )<br>N <sub>min</sub> ;<br>M <sub>cor</sub> | A (cm <sup>2</sup> ) Sous           |       | A (cm <sup>2</sup> ) |                                     | A <sub>cal</sub> /face (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm) | A choisie (cm <sup>2</sup> ) |
|------|----------------------|--|-------------------------------------|-------|----------------------|-------------------------------------|---|-----------------------|------------------------------|
|      |                      |  | N <sub>max</sub> ; M <sub>cor</sub> | Sup   | inf                  | M <sub>max</sub> ; N <sub>cor</sub> |   |                       |                              |
| E-S3 | 60x60                | 0  | 3.3                                 | 3.86  | 0                    | 0                                   | 3.86x4                                    | 28.8                  | 4HA20+8HA16+4HA14=34.8       |
| E-S2 | 60x60                | 0  | 3.58                                | 3.77  | 0                    | 0                                   | 3.77x4                                    | 28.8                  | 4HA20+8HA16+4HA14=34.8       |
| E-S1 | 60x55                | 0  | 4.58                                | 8.64  | 0                    | 0                                   | 8.64x4                                    | 26.4                  | 4HA20+8HA16+4HA14=34.8       |
| RDC  | 60x55                | 0  | 10.1                                | 11.45 | 0                    | 0                                   | 11.45x4                                   | 26.4                  | 4HA20+8HA16+4HA14=34.8       |
| R+1  | 55x50                | 0  | 5.28                                | 6.15  | 0                    | 0                                   | 6.15x4                                    | 22                    | 4HA16+10HA14=23.44           |
| R+2  | 55x50                | 0  | 2.78                                | 3.68  | 0                    | 0                                   | 3.68x4                                    | 22                    | 4HA16+10HA14=23.44           |
| R+3  | 50x45                | 0  | 0.92                                | 2     | 0                    | 0                                   | 2x4                                       | 18                    | 4HA16+8HA14=20.36            |
| R+4  | 50x45                | 0  | 0                                   | 1.49  | 0                    | 5.39                                | 5.39x4                                    | 18                    | 4HA16+8HA14=20.36            |
| R+5  | 45x40                | 0  | 0                                   | 1.78  | 0.64                 | 0                                   | 1.78x4                                    | 14.4                  | 4HA16+8HA14=20.36            |
| R+6  | 40x35                | 0  | 0                                   | 1.51  | 0                    | 5.74                                | 5.74x4                                    | 11.2                  | 4HA16+8HA14=20.36            |
| R+7  | 40x35                | 0  | 0                                   | 1.59  | 0                    | 5.14                                | 5.14x4                                    | 11.2                  | 4HA16+4HA14=14.20            |
| R+8  | 35x35                | 0  | 0.13                                | 1.52  | 4.12                 | 0                                   | 4.12x4                                    | 9.8                   | 4HA16+4HA14=14.20            |
| R+9  | 35x35                | 0  | 0                                   | 2.73  | 4.94                 | 0                                   | 4.94x4                                    | 9.8                   | 4HA16+4HA14=14.20            |
| R+10 | 35x30                | 0  | 2.33                                | 0     | 4.56                 | 0                                   | 4.56x4                                    | 8.4                   | 4HA16+4HA14=14.20            |
| S.E  | 35x30                | 0  | 0                                   | 0.73  | 2.03                 | 0                                   | 2.03x4                                    | 8.4                   | 8HA14=12.32                  |

Toutes les sections choisies sont inférieures à celles des **RPA99 V2003**.

**V.1.3.2. Sections des armatures transversales dans les poteaux :**

Le tableau VI.1.4 comporte les sections d'armatures transversales calculées, les minimums préconisés par les **RPA99/2003** et les sections choisies :

**Tableau V.1.4 :** Les armatures transversales calculées et celles adoptées pour les poteaux.

| Niv  | B<br>(cm <sup>2</sup> ) | Φ <sub>min</sub><br>(cm) | l <sub>f</sub><br>(m) | λ <sub>g</sub> | ρ <sub>g</sub> | V <sub>u</sub><br>(KN) | b <sub>1</sub><br>(cm) | t <sub>1</sub><br>(cm) | t <sub>2</sub><br>(cm) | A <sub>t</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | %    | A <sub>tmin</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>t</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) |
|------|-------------------------|--------------------------|-----------------------|----------------|----------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|--------------------------------------|------|---|--------------------------------------|
| E-S3 | 60x60                   | 1.4                      | 2.14                  | 3.57           | 3.75           | 68.72                  | 60                     | 10                     | 15                     | 1.61                                 | 0.66 | 5.92                                    | 8HA10=6,32                           |
| E-S2 | 60x60                   | 1.4                      | 2.14                  | 3.57           | 3.75           | 36.27                  | 60                     | 10                     | 15                     | 0.85                                 | 0.66 | 5.92                                    | 8HA10=6,32                           |
| E-S1 | 60x55                   | 1.4                      | 2.14                  | 3.90           | 3.75           | 106.05                 | 60                     | 10                     | 15                     | 2.71                                 | 0.66 | 5.92                                    | 8HA10=6.32                           |
| RDC  | 60x55                   | 1.4                      | 2.86                  | 5.71           | 2.5            | 181.70                 | 60                     | 10                     | 15                     | 3.10                                 | 0.36 | 3.24                                    | 8HA10=6.32                           |
| R+1  | 55x50                   | 1.4                      | 2.14                  | 4.28           | 3.75           | 102.22                 | 55                     | 10                     | 15                     | 2.87                                 | 0.58 | 4.76                                    | 6HA10=4,74                           |
| R+2  | 55x50                   | 1.4                      | 2.14                  | 4.28           | 3.75           | 106.95                 | 55                     | 10                     | 15                     | 3.01                                 | 0.58 | 4.76                                    | 6HA10=4,74                           |
| R+3  | 50x45                   | 1.4                      | 2.14                  | 4.76           | 3.75           | 98.42                  | 50                     | 10                     | 15                     | 3.08                                 | 0.48 | 3.59                                    | 6HA10=4,74                           |
| R+4  | 50x45                   | 1.4                      | 2.14                  | 4.76           | 3.75           | 187.37                 | 50                     | 10                     | 10                     | 3.90                                 | 0.48 | 3.59                                    | 6HA10=4.74                           |
| R+5  | 45x40                   | 1.4                      | 2.14                  | 4.76           | 2.5            | 163.5                  | 45                     | 10                     | 15                     | 3.83                                 | 0.36 | 2.43                                    | 6HA12=4.74                           |
| R+6  | 40x35                   | 1.4                      | 2.14                  | 5.36           | 2.5            | 118.4                  | 40                     | 10                     | 15                     | 3.17                                 | 0.30 | 1.80                                    | 6HA10=4.74                           |
| R+7  | 40x35                   | 1.4                      | 2.14                  | 5.36           | 2.5            | 94.43                  | 40                     | 10                     | 15                     | 2.53                                 | 0.30 | 1.80                                    | 4HA10=3,16                           |
| R+8  | 35x35                   | 1.4                      | 2.14                  | 6.12           | 2.5            | 38.50                  | 35                     | 10                     | 15                     | 1.03                                 | 0.30 | 1.58                                    | 4HA8=2.01                            |
| R+9  | 35x35                   | 1.4                      | 2.14                  | 6.12           | 2.5            | 74.50                  | 35                     | 10                     | 15                     | 2.00                                 | 0.30 | 1.58                                    | 4HA8=2.01                            |
| R+10 | 35x30                   | 1.4                      | 2.14                  | 6.12           | 2.5            | 66.82                  | 35                     | 10                     | 15                     | 2.09                                 | 0.30 | 1.58                                    | 4HA8=2.01                            |
| S.E  | 35x30                   | 1.4                      | 2.14                  | 6.12           | 2.5            | 20.60                  | 35                     | 10                     | 15                     | 0.64                                 | 0.30 | 1.58                                    | 4HA8=2.01                            |

Conformément aux **RPA99 V2003** et au **BAEL 91V99**, le diamètre des armatures

transversales doit vérifier la condition suivante :  $\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons :  $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67mm$

**V.1.4.Vérifications :**

✓ **Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :**

Selon le BAEL99(Art4.4.1), 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. On doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \geq N_{max} \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$ .

$B_r$  : Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$l_f$  : Longueur de flambement.

$N_{max}$  : Effort normal maximal sollicitant la section du poteau considéré.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, alors on remplace  $\alpha$  par  $\alpha/1.10$ .

L'élancement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \times l_f/b$  pour les sections rectangulaires,

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de  $l_0 = 4.08m$  et un effort normal égal à : 1959.92KN.

$L_f = 0.7 \times l_0 = 2.856m$  (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0.55^2}{12}} = 0.159m$  ..... (Rayon de giration)

$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.856}{0.159} = 17.99 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.80$

$B_r = (60-2) \times (55-2) = 3074 \text{ cm}^2$  ..... (Section réduite).

$$N_u = 0.80 \left( \frac{0.3074 \times 25}{0.9 \times 1.15} + 34.80 \times 10^{-4} \frac{400}{1} \right) = 7118.50 \text{ KN.}$$

On a  $N_{max} 2019.127 \text{ KN} < N_u = 6591.62 \text{ KN}$ . .....vérifiée.

Donc pas de risque de flambement. Le tableau V.1.5 résume les calculs effectués.

**Tableau V.1.5** : vérification des poteaux vis-à-vis de flambement.

| Niveau | B (cm <sup>2</sup> ) | h (cm) | l <sub>f</sub> | i      | λ    | a    | Aa (cm <sup>2</sup> ) | Nu(KN)  | N <sub>max</sub> (KN) |
|--------|----------------------|--------|----------------|--------|------|------|-----------------------|---------|-----------------------|
| ES3    | 60x60                | 3.06   | 2.142          | 0.1732 | 12.4 | 0.83 | 34.8                  | 7892.88 | 2650                  |
| ES2    | 60x60                | 3.06   | 2.142          | 0.1732 | 12.4 | 0.83 | 34.8                  | 7892.88 | 2436.21               |
| ES1    | 60x55                | 3.06   | 2.142          | 0.1588 | 13.5 | 0.83 | 34.8                  | 7278.27 | 2224.66               |
| RDC    | 60x55                | 4.08   | 2.856          | 0.1588 | 18   | 0.81 | 34.8                  | 7118.50 | 2019.127              |
| R+1    | 55x50                | 3.06   | 2.142          | 0.1443 | 14.8 | 0.82 | 23.44                 | 5811.20 | 1802                  |
| R+2    | 55x50                | 3.06   | 2.142          | 0.1443 | 14.8 | 0.82 | 23.44                 | 5811.20 | 1605.7                |
| R+3    | 50x45                | 3.06   | 2.142          | 0.1299 | 16.5 | 0.81 | 20.36                 | 4720.38 | 1410.8                |
| R+4    | 50x45                | 3.06   | 2.142          | 0.1299 | 16.5 | 0.81 | 20.36                 | 4720.38 | 1222                  |
| R+5    | 45x40                | 3.06   | 2.142          | 0.1155 | 18.6 | 0.8  | 20.36                 | 3831.79 | 1039                  |
| R+6    | 40x35                | 3.06   | 2.142          | 0.101  | 21.2 | 0.79 | 20.36                 | 3043.54 | 860,2                 |
| R+7    | 40x35                | 3.06   | 2.142          | 0.101  | 21.2 | 0.79 | 14.20                 | 2848.42 | 686.4                 |
| R+8    | 35x35                | 3.06   | 2.142          | 0.101  | 21.2 | 0.79 | 14.20                 | 2532.81 | 514.65                |
| R+9    | 35x35                | 3.06   | 2.142          | 0.101  | 21.2 | 0.79 | 14.20                 | 2532.81 | 344.9                 |
| R+10   | 35x30                | 3.06   | 2.142          | 0.0866 | 24.7 | 0.77 | 14.20                 | 2163.79 | 223.1                 |
| S.E    | 35x30                | 3.06   | 2.142          | 0.0866 | 24.7 | 0.77 | 12.32                 | 2105.67 | 133,4                 |

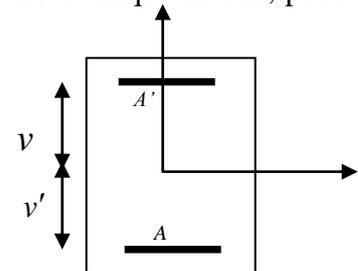
Du tableau ci-dessus ;  $N_{max} < N_u$ , donc pas de risque de flambement.

✓ **Vérification des contraintes :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, la vérification se fera seulement pour la contrainte de compression du béton dans les poteaux les plus sollicités à chaque niveau, pour cela nous avons procédé comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$



**FigV.1.2.** Section d'un poteau

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau V.1.6.

**Tableau V.1.6 :** Vérification des contraintes de compression dans le béton.

| Niv          | A<br>cm <sup>2</sup> | A'<br>cm <sup>2</sup> | d<br>cm | d'<br>cm | v<br>cm | v'<br>cm | M <sub>ser</sub><br>KN.m | N <sub>ser</sub><br>KN | I <sub>gg</sub><br>cm <sup>4</sup> | σ <sub>bc1</sub><br>Mpa | σ <sub>bc2</sub><br>Mpa |
|--------------|----------------------|-----------------------|---------|----------|---------|----------|--------------------------|------------------------|------------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| E-S 3;2      | 17.4                 | 17.4                  | 54      | 6        | 30.00   | 30.00    | 22.06                    | 1898.57                | 1380672                            | 5.75                    | 4.79                    |
| E-S1;<br>RDC | 17.4                 | 17.4                  | 49.5    | 5.5      | 27.50   | 27.50    | 19.26                    | 1587.32                | 1084523                            | 5.30                    | 4.32                    |
| R+1,2        | 11.72                | 11.72                 | 45      | 5        | 25.00   | 25.00    | 23.63                    | 1288.81                | 713556.67                          | 5.51                    | 3.86                    |
| R+3          | 10.18                | 10.18                 | 40.5    | 4.5      | 22.50   | 22.50    | 19.35                    | 1011.63                | 478637.1                           | 5.41                    | 3.59                    |
| R+4          | 0                    | 10.18                 | 40.5    | 4.5      | 21.36   | 23.64    | 19.35                    | 1011.63                | 426018                             | 5.47                    | 3.42                    |
| R+5          | 0                    | 10.18                 | 36      | 4        | 18.75   | 21.25    | 18.99                    | 747.17                 | 276034.29                          | 5.44                    | 2.69                    |
| R+6          | 0                    | 10.18                 | 31.5    | 3.5      | 16.12   | 18.88    | 18.18                    | 619.00                 | 169902.48                          | 6.15                    | 2.40                    |
| R+7          | 0                    | 7.1                   | 31.5    | 3.5      | 16.51   | 18.49    | 18.18                    | 619.00                 | 162315.01                          | 6.27                    | 2.35                    |
| R+8,9        | 7.1                  | 0                     | 31.5    | 3.5      | 18.62   | 16.38    | 15.05                    | 368.74                 | 144256.48                          | 4.95                    | 1.30                    |
| R+10         | 7.1                  | 0                     | 27      | 3        | 16.11   | 13.89    | 14.20                    | 167.75                 | 92673.74                           | 4.07                    | -0.53                   |
| S.E          | 6.16                 | 0                     | 27      | 3        | 15.97   | 14.03    | 14.20                    | 167.75                 | 90979.41                           | 4.09                    | -0.59                   |

Du tableau ci- dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

✓ **Vérification aux sollicitations tangentielles :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} .$$

Telle que :  $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**RPA 99** (Article 7.4.3.2).

Les résultats sont illustrés dans le tableau V.1.7.

**Tableau V.1.7 :** Vérification des contraintes tangentielles dans les poteaux.

| Niveau    | A (cm <sup>2</sup> ) | L <sub>f</sub> (m) | $\lambda$ | $\rho_g$ | d (cm) | Vu(KN) | $\tau_{\beta v}$ (Mpa) | $\bar{\tau}_{\beta v}$ (Mpa) |
|-----------|----------------------|--------------------|-----------|----------|--------|--------|------------------------|------------------------------|
| E-S3;2    | 60x60                | 2.14               | 3.57      | 0.04     | 54.00  | 68.72  | 0.21                   | 1.00                         |
| E-S1;RDC  | 60x55                | 2.14               | 3.89      | 0.04     | 49.50  | 181.70 | 0.61                   | 1.00                         |
| R+1,2     | 55x50                | 2.14               | 4.28      | 0.04     | 45.00  | 106.95 | 0.43                   | 1.00                         |
| R+3,4     | 50x45                | 2.14               | 4.76      | 0.04     | 40.50  | 187.37 | 0.93                   | 1.00                         |
| R+5,      | 45x40                | 2.14               | 5.36      | 0.04     | 36.00  | 163.50 | 1                      | 1.00                         |
| R+6;7     | 40x35                | 2.14               | 6.12      | 0.08     | 31.50  | 118.40 | 0.94                   | 1.88                         |
| R+8,9     | 35x35                | 2.14               | 6.12      | 0.08     | 31.50  | 74.50  | 0.68                   | 1.88                         |
| R+10, S.E | 35x30                | 2.14               | 7.14      | 0.08     | 27.00  | 66.82  | 0.71                   | 1.88                         |

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

✓ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Selon les **RPA** (article.7.1.3.3), il faut vérifier que:

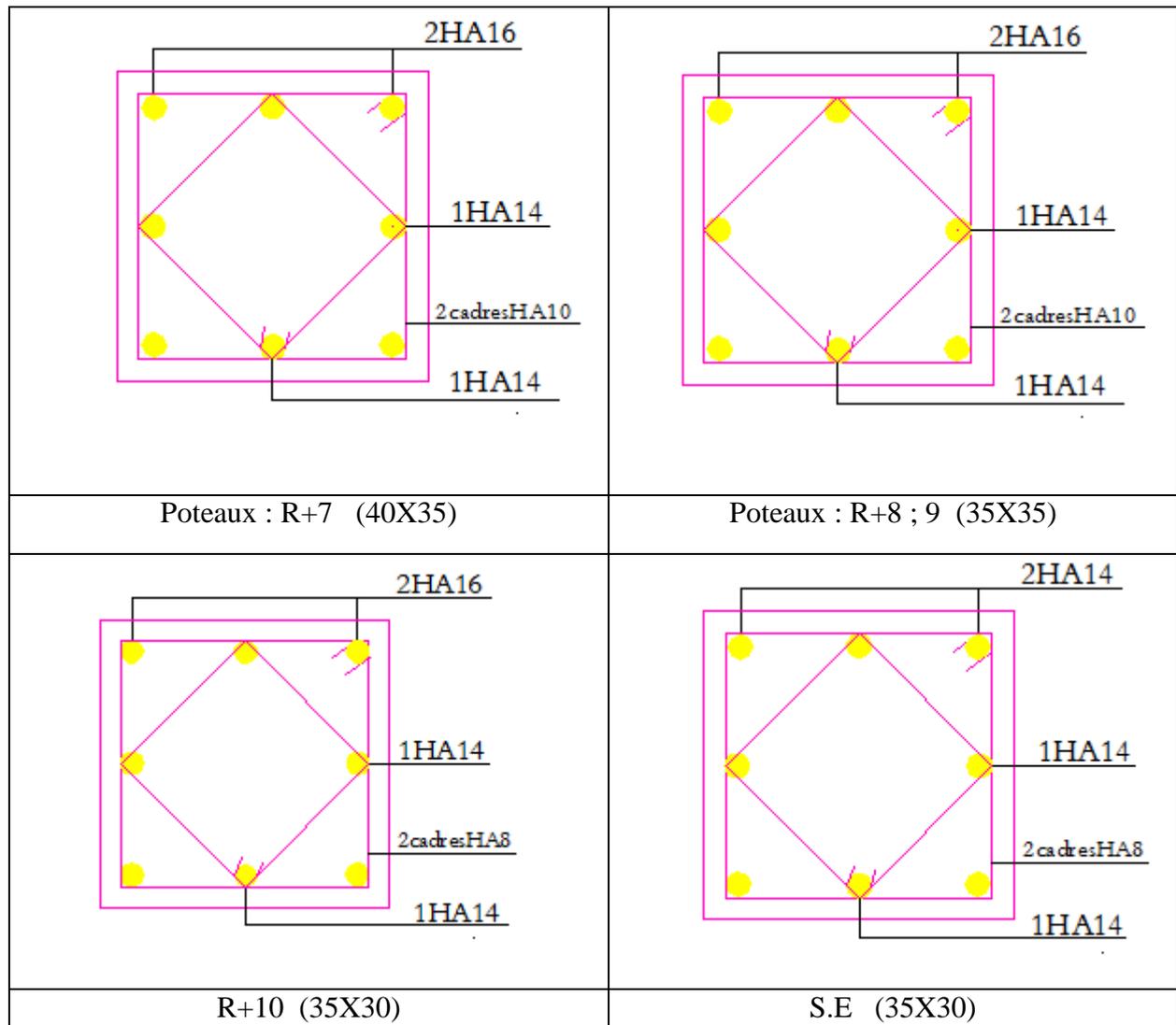
$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

La condition est vérifiée (voir chapitre IV tableau IV.7).

**V.I.5.Schémas de ferrailage des poteaux :**

Les schémas de ferrailage des poteaux sont représentés sur la figure V.1.3.

|                                  |                                      |
|----------------------------------|--------------------------------------|
|                                  |                                      |
| <p>Poteaux : E-S 3;2 (60X60)</p> | <p>Poteaux : E-S 1 ; RDC (60X55)</p> |
|                                  |                                      |
| <p>Poteaux : R+1 ; 2 (55X50)</p> | <p>Poteaux : R+3 ; 4 (50X45)</p>     |
|                                  |                                      |
| <p>Poteaux : R+5 (45X40)</p>     | <p>Poteaux : R+6 (40X35)</p>         |



FigV.1.3 : Schémas de ferrailage des poteaux.

**V.2. Etude des poutres :**

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts (M, V), qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par les RPA 99/03 qui sont :

$$1.35G+1.5Q..... (1)$$

$$G+Q .....(2)$$

$$G+Q+E_x ..... (3)$$

$$G+Q+E_y..... (4)$$

**RPA99-2003 (Art 7.5.1)**

$$0.8G+E_x..... (5)$$

$$0.8G+E_y..... (6)$$

Les poutres sont calculées en flexion simple. Elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet la détermination des armatures transversales.

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×40), disposées selon l'axe x-x.
- poutres secondaires (30×35), disposées selon l'axe y-y.

**V.2.1. Recommandation des RPA99/2003:****a) Armatures longitudinales: RPA99-2003(Art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des coudes à 90°.

**b) Armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times St \times b_0$

Avec :  $b_0$  : largeur de la poutre.

$St$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$St \leq \min (h/4; 12\Phi_1^{\min})$  en zone nodale,

$St \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre

$\Phi_1$  : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V.2.2.Calcul du ferrailage :****a) Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul, le ferrailage de la poutre principale (elle se calcule comme une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) car elle participe au contreventement) sollicitée à la flexion simple par :

$M_t = 160.30$  KN.m, telle que :  $M_t$  : moment maximal en travée de la poutre.

$M_a = -171$  KN.m, telle que :  $M_a$  : moment maximal aux appuis de la poutre.

**Armatures en travée :**  $b_0 = 30$ cm ;  $h = 40$  cm ;  $d = 37$ cm ;  $L = 2.73$ m ;

$f_{bu} = 18.48$  Mpa ;

$I_x = 3.475$ m ;  $I_y = 2.495$  ;  $h_0 = 20$ cm.

$M_t = -0.0579 < 0$  la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe par la table de compression.

$\mu_{bu} = 160.30 \times 10^{-3} / 18.48 \times 0.3 \times 0.37^2 = 0.21 < \mu_l = 0.3916$  alors  $A_s' = 0$  cm<sup>2</sup>

$\alpha = 0.30 \longrightarrow Z = 0.33$  m  $\longrightarrow A_s = 12.31$  cm<sup>2</sup>.

Les résultats de ferrailage de toutes les poutres sont résumés dans le tableau V.2.1.

Tableau V.2.1 : Le ferrailage des poutres.

| Type | Section (cm) | localisation | M (KN.m) | comb | A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) | N <sup>bre</sup> de barres | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|------|--------------|--------------|----------|------|-------------------------------------|----------------------------|-------------------------------------|
| pp   | 30×40        | Travée       | 160.30   | 3    | 12.36                               | 2HA16+6HA14= 13.26         | 6                                   |
|      |              | Appuis       | -171     | 4    | 13.34                               | 4HA16+4HA14= 14.20         |                                     |
| PS   | 30×35        | Travée       | 83.75    | 4    | 6.02                                | 3HA14+3HA12=8.01           | 5.25                                |
|      |              | Appuis       | -111.29  | 4    | 8.19                                | 6HA14= 9.24                |                                     |

V.2.3. Vérifications :

✓ Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :  $\tau < \bar{\tau}$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{v}{b_0 \times d} \quad \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right) \quad \text{BAEL91 (Art H.III.1)}$$

Tableau V.2.2 : Vérification des contraintes tangentielles.

| Poutres     | V <sub>u</sub> (MN) | τ <sub>u</sub> (MPa) | τ̄ (MPa) |
|-------------|---------------------|----------------------|----------|
| Principales | 0.240               | 2.22                 | 4.35     |
| Secondaires | 0.398               | 4.21                 | 4.35     |

$\tau_u < \bar{\tau}$  ..... Vérifiée.

Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\phi \leq \min\left(1; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3) \text{ cm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

**Calcul des espacements des armatures transversales :**

- $S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 442 \text{ cm}$
- $S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 33.3 \text{ cm}$
- $S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \{15.73 \text{ cm. BAEL91 (Article H.III.3)}$
- $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm};$  on adopte un espacement de 15cm en zone courante.
- $S_t \leq \min(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1) = \min(10, 12) = 10 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de  $l = 2 \times h = 80 \text{ cm}$ .

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b_0 = 0.9 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la flèche :**

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

nécessaire :  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$  ..... Condition (1)

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$  ..... Condition (2) **CBA93 et BAEL91**

$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$  ..... Condition (3)

**Poutres principales et secondaires :**

(1) :  $\frac{h}{l} = \frac{40}{273} = 0.146 > 0.062$  ..... vérifiée

$M_t = 8.97 \text{ KN.m}$  à  $x = 1.65 \text{ m}$

$G = 19.94 \text{ KN/m}$  ;  $Q = 6 \text{ KN/m}$ ;  $G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 3 \text{ KN/m}$

$qs = 19.94 + 3 + 6 = 28.94 \text{ KN/m}$

$M_0 = \frac{qs \times L^2}{8} = 26.96 \text{ KN.m} \Rightarrow \frac{8.97}{10 \times 26.96} = 0.033 \text{ KN.m}$

(2) :  $\frac{h}{l} = 0.146 > 0.033$  ..... vérifiée

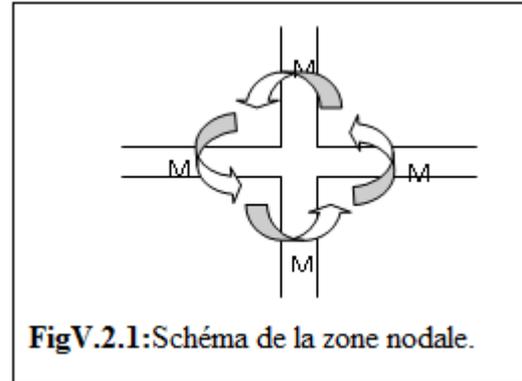
(3) :  $\frac{6.78}{30 \times 37} = 0.006 < 0.0105$  ..... vérifiée

Les trois conditions sont satisfaites, donc le calcul de flèche est inutile.

### ❖ Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03**(Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25. Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$



Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

### ❖ Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

- 1) Des dimensions de la section du béton.
- 2) De la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que :  $M_r = Z \times A_s \times F_{st}$

Avec :  $Z=0.9h$  (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$F_{st} = f_e / \gamma_s = 400 \text{MPa.}$$

**Tableau V.2.3 :** Les moments résistants dans les poteaux.

| Niveaux   | Sections | Plans | Z(m) | As (cm <sup>2</sup> ) | Mr (KN/m) |
|-----------|----------|-------|------|-----------------------|-----------|
| E-S3; 2   | 60X60    | XX    | 0.54 | 34.8                  | 751.68    |
|           |          | YY    | 0.54 |                       | 751.68    |
| E-S1; RDC | 60X55    | XX    | 0.54 | 34.8                  | 751.68    |
|           |          | YY    | 0.5  |                       | 696       |
| R+1; 2    | 55x50    | XX    | 0.5  | 23.44                 | 468.8     |
|           |          | YY    | 0.45 |                       | 421.92    |
| R+3;4     | 50X45    | XX    | 0.45 | 20.36                 | 366.48    |
|           |          | YY    | 0.41 |                       | 333.904   |
| R+5       | 45X40    | XX    | 0.41 | 20.36                 | 333.904   |
|           |          | YY    | 0.36 |                       | 293.184   |
| R+6       | 40X35    | XX    | 0.36 | 20.36                 | 293.184   |
| R+7       |          | YY    | 0.32 | 14.20                 | 181.76    |
| R+8;9     | 35X35    | XX    | 0.32 | 14.20                 | 181.76    |
|           |          | YY    | 0.32 |                       | 181.76    |
| R+10      | 35X30    | XX    | 0.32 | 14.20                 | 181.76    |
| S.E       |          | YY    | 0.27 | 12.32                 | 133.056   |

❖ **Détermination du moment résistant dans les poutres :**

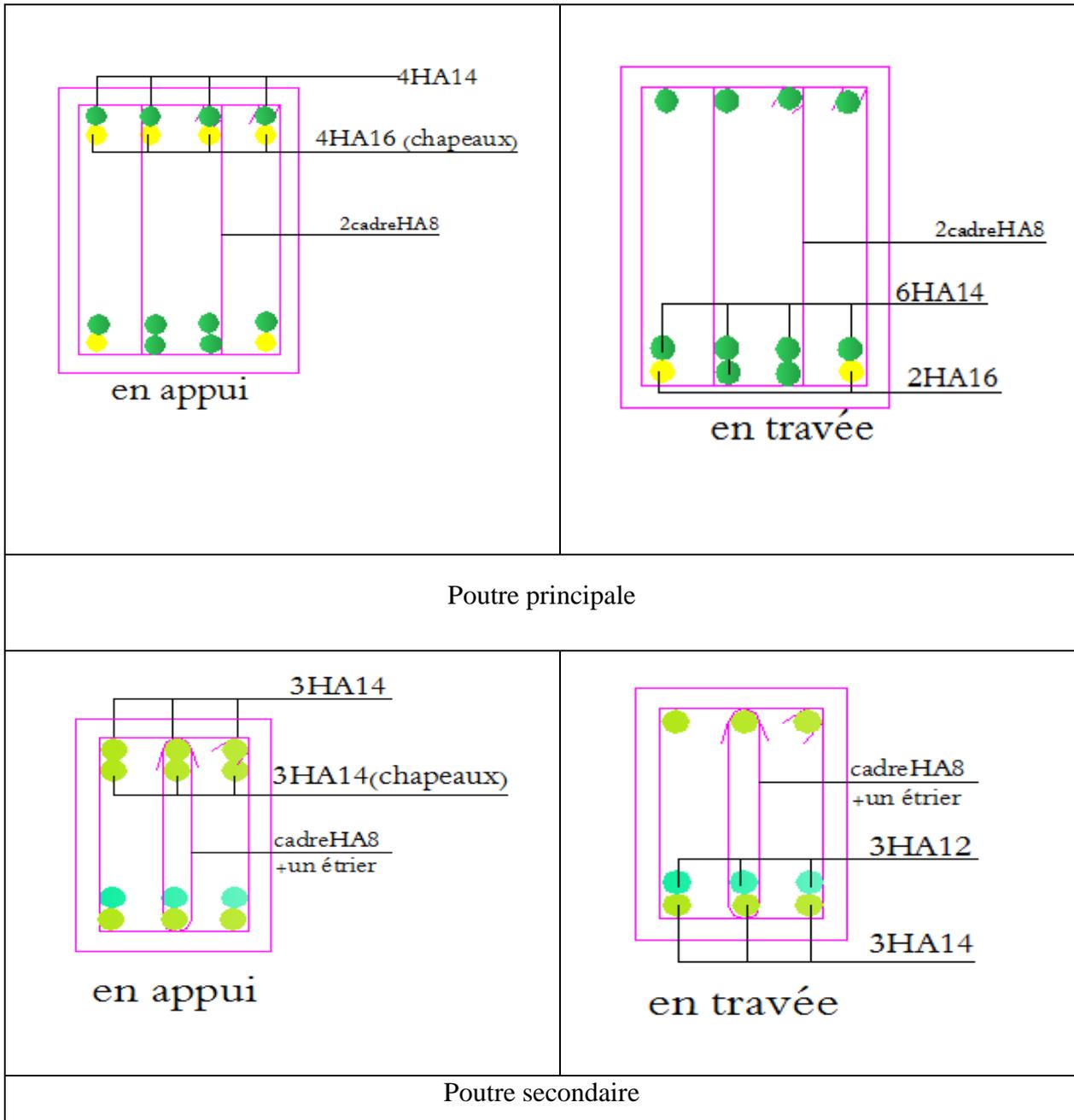
Les résultats obtenus sont données dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.2.4 :** Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques.

| Type | Sections | A (m <sup>2</sup> ) | Mw      | Me     | 1.25 (Mw+Me) |
|------|----------|---------------------|---------|--------|--------------|
| PP   | 30X40    | 14.20               | 204.48  | 153.36 | 447.475      |
| PS   | 30X35    | 9.24                | 116.424 | 99.792 | 270.27       |

On voit bien que presque tous les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques sera dans les poutres et non pas dans les poteaux .

Les schémas de ferrailage des poutres sont représentés dans le schéma ci-après :



FigV.2.2: Schémas de ferrailage des poutres.

### V.3. Etude des voiles :

Les voiles sont sollicités à la flexion composée car ces derniers sont soumis à :

- 1-des forces verticales (charges permanentes et surcharges avec un pourcentage  $\leq 25\%$ ).
- 2-des forces horizontales (séisme).

#### V.3.1. Recommandation des RPA99 V2003 : RPA99/version 2003 (Art7.7.4)

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

##### a) Armatures verticales : RPA99/version 2003 (Art7.7.4.1)

- Les armatures verticales sont 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 de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.2\%L_t \times e$

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, 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) Les armatures horizontales : RPA99/version 2003 (Art7.7.4.2)

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . En plus des épingles sont prévus 4 par  $1m^2$ .

**C) Les armatures de coutures : RPA99/version 2003 (Art7.7.4.3)**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

**d) Règles communes (armatures verticales et horizontales) : RPA99/version 2003**

(Art7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times h \dots \dots \dots \text{ dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \times e \times h \dots \dots \dots \text{ dans la zone courante.}$$

-  $\phi \leq \frac{1}{10} \times e$  (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espaceur :  $S_t = \min(1.5e ; 30) \text{ cm.}$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $\text{m}^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

**V.3.2.Sollicitations et ferrailage des voiles :**

La quantité d'armatures minimale exigée est résumée dans le tableau V.3.1.

**Tableau V.3.1 : Quantité d'armatures minimale dans les voiles de contreventement.**

| Voiles      | L<br>(m) | Quantité d'armatures minimale ( $\text{cm}^2$ ) |                               |                            |
|-------------|----------|---|-------------------------------|----------------------------|
|             |          | En zone tendue                                  | Dans section globale de voile | Dans la zone courante.     |
|             |          | $0.2\% \times L_t \times e$                     | $0.15\% \times e \times h$    | $0.10\% \times e \times h$ |
| VX1;VX2;VX4 | 1.7      | 6.8   | 5.1                           | 3.4                        |
| VX3;VY3     | 1        | 4   | 3                             | 2                          |
| VX5         | 0.8      | 3.2   | 2.4                           | 1.6                        |
| VY1         | 1.85     | 7.4   | 5.55                          | 3.7                        |
| VY2;VY4     | 3        | 12  | 9                             | 6                          |
| VY5         | 2.45     | 9.8   | 7.35                          | 4.9                        |

• **Espacement des armatures verticales :**

$$S_v \leq \min (1.5e ; 30\text{cm}) \Rightarrow S_v \leq 30\text{cm}$$

• **Espacement des cadres horizontaux dans les zones extrêmes :**

Les cadres horizontaux dans les zones extrêmes sont de diamètre 8 mm avec un espacement de 15cm (st < e).

**V.3.3.Vérification au cisaillement :**

Selon le RPA99 (Art 7.7.2), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right) \text{MPa} = \left( \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \right) = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Durable}$$

$$\bar{\tau} = \left( \frac{0.2 \times 25}{1.15} ; 5 \right) = 4.348 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Accidentel}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4 V \text{ de calcul} \dots \dots \dots \text{RPA99 version 2003 (art 7.7.3.1)}$$

**Tableau V.3.2 : ferrailage du VX1.**

| Niveau                               | Voile VX1 (L=1.7m) |              |         |         |         |
|--------------------------------------|--------------------|--------------|---------|---------|---------|
|                                      | N1.....N7          | N8+N9        | N10+N11 | N12+N13 | N14+N15 |
| voile                                | Vx1-1              | Vx1-2        | Vx1-3   | Vx1-4   | Vx1-5   |
| N (KN)                               | 965                | 787          | 620     | 436.3   | 251.7   |
| M(KN.m)                              | 77.73              | -9           | 3.27    | 11.6    | 14.5    |
| comb                                 | G+Q+Ex             | ELU          | ELU     | ELU     | ELU     |
| Av (cm <sup>2</sup> )/ml             | 24.13              | 22.63        | 17.82   | 12.55   | 6.29    |
| Choix des barres (cm <sup>2</sup> )  | 6HA16+20HA14       | 4HA16+20HA14 | 20HA14  | 20HA12  | 12HA12  |
|                                      | 42.86              | 38.84        | 30.8    | 22.6    | 13.56   |
| St(cm)                               | 15                 | 15           | 20      | 20      | 30...20 |
| V (KN)                               | 105.707            | 82.45        | 85.08   | 39.3    | 33.66   |
| τb (Mpa)                             | 0.44               | 0.35         | 0.36    | 0.16    | 0.14    |
| St(cm)                               | 20                 | 20           | 20      | 20      | 20      |
| Ah1(cm <sup>2</sup> )                | 0.55               | 0.43         | 0.45    | 0.21    | 0.18    |
| Ah2 (cm <sup>2</sup> )               | 0.40               | 0.40         | 0.40    | 0.40    | 0.40    |
| Ah <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | 0.60               | 0.60         | 0.60    | 0.60    | 0.60    |
| Achoisie(cm <sup>2</sup> )           | 2 HA10 = 1.58      |              |         |         |         |

Tableau V.3.3 : ferrailage du VX2.

| Niveau                              | Voile VX2 (L=1.7) |              |        |              |              |         |
|-------------------------------------|-------------------|--------------|--------|--------------|--------------|---------|
|                                     | N1..N5            | N6+N7        | N8+N9  | N10+N11      | N12+N13      | N14+N15 |
| voile                               | Vx1-1             | Vx1-2        | Vx1-3  | Vx1-4        | Vx1-5        | Vx1-6   |
| N (KN)                              | 1296              | 1097.89      | 768.13 | 609.5        | 424.31       | 245.3   |
| M(KN.m)                             | 104.6             | 94           | 72     | 12.9         | 18           | 37      |
| comb                                | G+Q+Ex            |              |        | ELU          |              |         |
| Av (cm <sup>2</sup> /ml)            | 32.4              | 27.65        | 19.21  | 17.53        | 12.2         | 7.05    |
| Choix des barres (cm <sup>2</sup> ) | 18HA20            | 10HA20+8HA16 | 18HA16 | 6HA16+12HA14 | 6HA14+12HA12 | 12HA12  |
|                                     | 56.52             | 47.48        | 36.18  | 30.54        | 22.8         | 13.56   |
| St(cm)                              | 20                | 20           | 20     | 20           | 20           | 30      |
| V (KN)                              | 120               | 120          | 91.9   | 77.3         | 50           | 56.85   |
| $\tau_b$ (Mpa)                      | 0.50              | 0.50         | 0.39   | 0.32         | 0.21         | 0.24    |
| St(cm)                              | 15                | 15           | 15     | 15           | 15           | 15      |
| Ah1 (cm <sup>2</sup> )              | 0.47              | 0.47         | 0.36   | 0.30         | 0.20         | 0.22    |
| Ah2 (cm <sup>2</sup> )              | 0.30              | 0.30         | 0.30   | 0.30         | 0.30         | 0.30    |
| Amin                                | 0.45              | 0.45         | 0.45   | 0.45         | 0.45         | 0.45    |
| Ah (cm <sup>2</sup> )               | 2 HA10 = 1.58     |              |        |              |              |         |

Tableau V.3.4 : ferrailage du VX3.

| Niveau                              | Voile VX3 (L=1m) |          |        |         |         |
|-------------------------------------|------------------|----------|--------|---------|---------|
|                                     | N1.....N5        | N6+N7+N8 | N9+N10 | N11+N12 | N13+N14 |
| voile                               | Vx3-1            | Vx1-2    | Vx1-3  | Vx1-4   | Vx1-5   |
| N (KN)                              | 1199             | 853.39   | 691.32 | 532.74  | 160.2   |
| M(KN.m)                             | 136              | 88       | 8.47   | 20      | -6      |
| comb                                | G+Q+Ex           |          | ELU    |         | G+Q+Ex  |
| Av (cm <sup>2</sup> /ml)            | 29.97            | 21.34    | 19.88  | 15.32   | 4       |
| Choix des barres (cm <sup>2</sup> ) | 6HA16+12HA14     | 14HA14   |        | 14HA12  | 12HA12  |
|                                     | 30.54            | 21.56    |        | 15.82   | 13.56   |
| St(cm)                              | 14               | 20       | 20     | 20      | 22      |
| V (KN)                              | 114              | 106.6    | 87.06  | 71.06   | 44.13   |
| $\tau_b$ (Mpa)                      | 0.82             | 0.77     | 0.63   | 0.51    | 0.32    |
| St (cm)                             | 15               | 15       | 15     | 15      | 15      |
| Ah1(cm <sup>2</sup> )               | 0.77             | 0.72     | 0.59   | 0.48    | 0.30    |
| Ah2 (cm <sup>2</sup> )              | 0.30             | 0.30     | 0.30   | 0.30    | 0.30    |
| Amin                                | 0.45             | 0.45     | 0.45   | 0.45    | 0.45    |
| Ah choisie (cm <sup>2</sup> )       | 2 HA10 = 1.58    |          |        |         |         |

**Tableau V.3.5 :** Ferrailage du VX4.

| Niveau                              | Voile VX4 (L=1.7) |              |              |             |
|-------------------------------------|-------------------|--------------|--------------|-------------|
|                                     | N1.....N4         | N5.....N8    | N9+N10       | N11+N12+N14 |
| voile                               | Vx4-1             | Vx4-2        | Vx4-3        | Vx4-4       |
| N (KN)                              | 1173.8            | 875.57       | 643.12       | 366         |
| M(KN.m)                             | 39                | -4           | -30          | -4.44       |
| comb                                | G+Q+Ex            | ELU          |              | G+Q+Ex      |
| Av (cm2)/ml                         | 29.35             | 25.17        | 18.49        | 9.15        |
| Choix des barres (cm <sup>2</sup> ) | 6HA20+16HA16      | 6HA20+12HA16 | 6HA16+12HA14 | 18HA12      |
|                                     | 51                | 42.96        | 30.54        | 20.34       |
| St(cm)                              | 18                | 20           | 20           | 20          |
| V (KN)                              | 170.37            | 159.58       | 125.2        | 83.05       |
| $\tau_b$ (Mpa)                      | 0.71              | 0.67         | 0.52         | 0.35        |
| St(cm)                              | 15                | 15           | 15           | 15          |
| Ah1(cm <sup>2</sup> )               | 0.67              | 0.63         | 0.49         | 0.33        |
| Ah2 (cm <sup>2</sup> )              | 0.30              | 0.30         | 0.30         | 0.30        |
| Amin                                | 0.45              | 0.45         | 0.45         | 0.45        |
| Ah choisie(cm <sup>2</sup> )        | 2 HA10 = 1.58     |              |              |             |

**Tableau V.3.6:** Ferrailage du VX5.

| Niveau                              | Voile VX5 (L=0.80m) |             |             |         |         |
|-------------------------------------|---------------------|-------------|-------------|---------|---------|
|                                     | N1.....N4           | N5.....N8   | N9+N10      | N11+N12 | N13+N14 |
| voile                               | Vx5-1               | Vx5-2       | Vx5-3       | Vx5-4   | Vx5-5   |
| N (KN)                              | 1122.4              | 968.7       | 532         | 375     | 171.92  |
| M(KN.m)                             | 60                  | 57          | 61          | 47      | 31      |
| combinaison                         | G+Q+Ex              | G+Q+Ex      | G+Q+Ex      | G+Q+EY  | ELU     |
| Av(cm2)/ml                          | 28.06               | 24.21       | 13.3        | 9.38    | 4.95    |
| Choix des barres (cm <sup>2</sup> ) | 12HA16              | 4HA16+8HA14 | 4HA14+6HA12 | 8HA12   |         |
|                                     | 24.12               | 20.36       | 12.94       | 9.04    |         |
| St(cm)                              | 20                  | 20          | 20          | 30      |         |
| V (KN)                              | 128.63              | 128.68      | 114.73      | 96.15   | 73.19   |
| $\tau_b$ (Mpa)                      | 1.17                | 1.17        | 1.04        | 0.87    | 0.67    |
| St(cm)                              | 15                  | 15          | 15          | 15      | 15      |
| Ah1(cm <sup>2</sup> )               | 1.10                | 1.10        | 0.98        | 0.82    | 0.62    |
| Ah2 (cm <sup>2</sup> )              | 0.30                | 0.30        | 0.30        | 0.30    | 0.30    |
| Amin                                | 0.45                | 0.45        | 0.45        | 0.45    | 0.45    |
| Ah choisie(cm <sup>2</sup> )        | 2 HA10 = 1.58       |             |             |         |         |

**Tableau V.3.7 :** Ferrailage du VY1.

| Niveau                     | Voile VY1 (L=1.85m) |               |               |
|----------------------------|---------------------|---------------|---------------|
|                            | N1.....N7           | N8+N9+N10     | N11+N12       |
| voile                      | Vy1-1               | Vy1-2         | Vy1-3         |
| N (KN)                     | 430                 | 295           | 124.173       |
| M(KN.m)                    | -180                | -23           | -27           |
| com                        | G+Q+Ey              | G+Q+Ey        | G+Q+Ey        |
| Av (cm <sup>2</sup> )/ml   | 10.75               | 7.78          | 3.1           |
| Choix des barres           | 4HA14+14HA12        | 16HA12        | 16HA12        |
| (cm <sup>2</sup> )         | 21.98               | 18.08         | 18.08         |
| St(cm)                     | 25                  | 30            | 30            |
| V (KN)                     | 222.3               | 45            | 39            |
| τb (Mpa)                   | 0.86                | 0.17          | 0.15          |
| St(cm)                     | 20                  | 20            | 20            |
| Ah1(cm <sup>2</sup> )      | 1.07                | 0.22          | 0.19          |
| Ah2 (cm <sup>2</sup> )     | 0.40                | 0.40          | 0.40          |
| Amin                       | 0.60                | 0.60          | 0.60          |
| Achoisie(cm <sup>2</sup> ) | 2 HA10 = 1.58       | 2 HA10 = 1.58 | 2 HA10 = 1.58 |

**Tableau V.3.8 :** Ferrailage du VY2.

| Niveau                              | Voile VY2 (L=3m) |        |        |              |         |              |
|-------------------------------------|------------------|--------|--------|--------------|---------|--------------|
|                                     | N1               | N2     | N3..N5 | N6+N7        | N8+N9   | N10... N12   |
| voile                               | VY2-1            | VY2-2  | VY2-3  | VY2-4        | VY2-5   | VY2-6        |
| N (KN)                              | 2239.32          | 1942.3 | 1675.4 | 1407.6       | 1198.13 | 819.78       |
| M (KN.m)                            | -1063.5          | -657   | -569   | 123          | 38      | 23           |
| comb                                | G+Q+Ex           |        |        | ELU          |         |              |
| Acal (cm <sup>2</sup> )/ml          | 56.27            | 48.56  | 41.89  | 40.47        | 34.44   | 23.57        |
| Choix des barres (cm <sup>2</sup> ) | 12HA20+22HA16    | 32HA16 |        | 8HA16+22HA14 |         | 8HA14+20HA12 |
|                                     | 82.9             | 64.32  |        | 49.96        |         | 34.92        |
| St(cm)                              | 25               | 20     |        | 25...10      |         | 25           |
| V (KN)                              | 653.9            | 310.08 | 560.6  | 227.23       | 156     | 119          |
| τb (Mpa)                            | 1.54             | 0.73   | 1.32   | 0.54         | 0.37    | 0.28         |
| St(cm)                              | 15               | 15     | 15     | 15           | 15      | 15           |
| Ah1 (cm <sup>2</sup> )              | 1.44             | 0.69   | 1.24   | 0.50         | 0.34    | 0.26         |
| Ah2 (cm <sup>2</sup> )              | 0.30             | 0.30   | 0.30   | 0.30         | 0.30    | 0.30         |
| Amin                                | 0.45             | 0.45   | 0.45   | 0.45         | 0.45    | 0.45         |
| Ah (cm <sup>2</sup> )               | 2 HA10 = 1.58    |        |        |              |         |              |

Tableau V.3.9 : Ferrailage du VY3.

| Niveau                              | Voile VY3 (L=1m) |               |               |               |
|-------------------------------------|------------------|---------------|---------------|---------------|
|                                     | N1+N2+N3         | N4.....N9     | N10+N11       | N12+N13       |
| voile                               | VY3-1            | VY3-2         | VY3-3         | VY3-4         |
| N (KN)                              | 910.12           | 787.02        | 491.2         | 262           |
| M(KN.m)                             | 31.31            | 7.5           | -7            | -10           |
| comb                                | ELU              | ELU           | ELU           | ELU           |
| Av(cm2)/ml                          | 26.17            | 22.62         | 14.13         | 7.53          |
| Choix des barres (cm <sup>2</sup> ) | 14HA16           |               | 4HA14+8HA12   | 10HA12        |
|                                     | 28.14            |               | 15.2          | 11.3          |
| St(cm)                              | 15               |               | 20            |               |
| V (KN)                              | 57.02            | 40.7          | 42.51         | 42.51         |
| τb (Mpa)                            | 0.41             | 0.29          | 0.31          | 0.31          |
| St(cm)                              | 15               | 15            | 15            | 15            |
| Ah1(cm <sup>2</sup> )               | 0.39             | 0.28          | 0.29          | 0.29          |
| Ah2 (cm <sup>2</sup> )              | 0.30             | 0.30          | 0.30          | 0.30          |
| Amin                                | 0.45             | 0.45          | 0.45          | 0.45          |
| Ah choisie(cm <sup>2</sup> )        | 2 HA10 = 1.58    | 2 HA10 = 1.58 | 2 HA10 = 1.58 | 2 HA10 = 1.58 |

Tableau V.3.10 : Ferrailage du VY4.

| Niveau                             | Voile VY4 (L=3) |               |               |              |        |
|------------------------------------|-----------------|---------------|---------------|--------------|--------|
|                                    | N1.....N6       | N7+N8         | N9+N10        | N11+N12      | N13    |
| voile                              | Vy4-1           | Vy4-2         | Vy4-3         | Vy4-4        | Vy4-5  |
| N (KN)                             | 1379.9          | 1177.97       | 930.224       | 598.3        | 197.75 |
| M(KN.m)                            | 139.2           | 26.56         | -83           | 82.4         | 73.3   |
| comb                               | G+Q+Ex          | ELU           |               | G+Q+Ex       |        |
| Av (cm <sup>2</sup> )/ml           | 29.35           | 16.58         | 18.49         | 14.96        | 4.94   |
| Barres choisies (cm <sup>2</sup> ) | 30HA16          | 12HA16+18HA14 | 12HA14+18HA12 | 8HA14+18HA12 | 24HA12 |
|                                    | 60.3            | 51.84         | 38.82         | 32.66        | 27.12  |
| St(cm)                             | 20              | 20            | 20            | 25           | 30     |
| V (KN)                             | 864.3           | 396.055       | 194.31        | 124.9        | 148.8  |
| τb (Mpa)                           | 2.04            | 0.93          | 0.46          | 0.29         | 0.35   |
| St(cm)                             | 15              | 15            | 15            | 15           | 15     |
| Ah1 (cm <sup>2</sup> )             | 1.91            | 0.88          | 0.43          | 0.28         | 0.33   |
| Ah2 (cm <sup>2</sup> )             | 0.30            | 0.30          | 0.30          | 0.30         | 0.30   |
| Amin                               | 0.45            | 0.45          | 0.45          | 0.45         | 0.45   |
| Ah (cm <sup>2</sup> )              | 2 HA12 = 2.26   | 2 HA10 = 1.58 |               |              |        |

Tableau V.3.11 : Ferrailage du VY5.

| Niveau                             | Voile VY5 (L=2.45m) |               |         |              |              |         |
|------------------------------------|---------------------|---------------|---------|--------------|--------------|---------|
|                                    | N1.....N3           | N4+N5         | N6...N8 | N9+N10       | N11+N12      | N13+N14 |
| voile                              | VY5-1               | VY5-2         | VY5-3   | VY5-4        | VY5-5        | VY5-6   |
| N (KN)                             | 1805.27             | 1538.6        | 1352.63 | 1067.67      | 774.4        | 416.02  |
| M(KN.m)                            | -363.51             | -50           | -15     | -92.08       | -99.22       | -110.1  |
| comb                               | ELU                 | ELU           | ELU     | ELU          | ELU          | ELU     |
| $A_v$<br>cm <sup>2</sup> /ml       | 51.9                | 44.24         | 38.88   | 30.69        | 22.27        | 11.96   |
| Barres choisies (cm <sup>2</sup> ) | 12HA20+16HA16       | 8HA20+20HA14  | 28HA16  | 8HA16+16HA14 | 8HA14+12HA12 | 20HA12  |
|                                    | 69.84               | 65.32         | 56.28   | 40.72        | 25.88        | 22.6    |
| St(cm)                             | 20                  | 20            | 20      | 25           | 30           | 30      |
| V (KN)                             | 675                 | 359.9         | 334.8   | 233.6        | 229.4        | 229.4   |
| $\tau_b$<br>(Mpa)                  | 1.95                | 1.04          | 0.97    | 0.68         | 0.66         | 0.66    |
| St(cm)                             | 15                  | 15            | 15      | 15           | 15           | 15      |
| Ah1(cm <sup>2</sup> )              | 1.83                | 0.98          | 0.91    | 0.63         | 0.62         | 0.62    |
| Ah2 (cm <sup>2</sup> )             | 0.30                | 0.30          | 0.30    | 0.30         | 0.30         | 0.30    |
| Amin                               | 0.45                | 0.45          | 0.45    | 0.45         | 0.45         | 0.45    |
| Ah cm <sup>2</sup>                 | 2 HA12 = 2.26       | 2 HA10 = 1.58 |         |              |              |         |

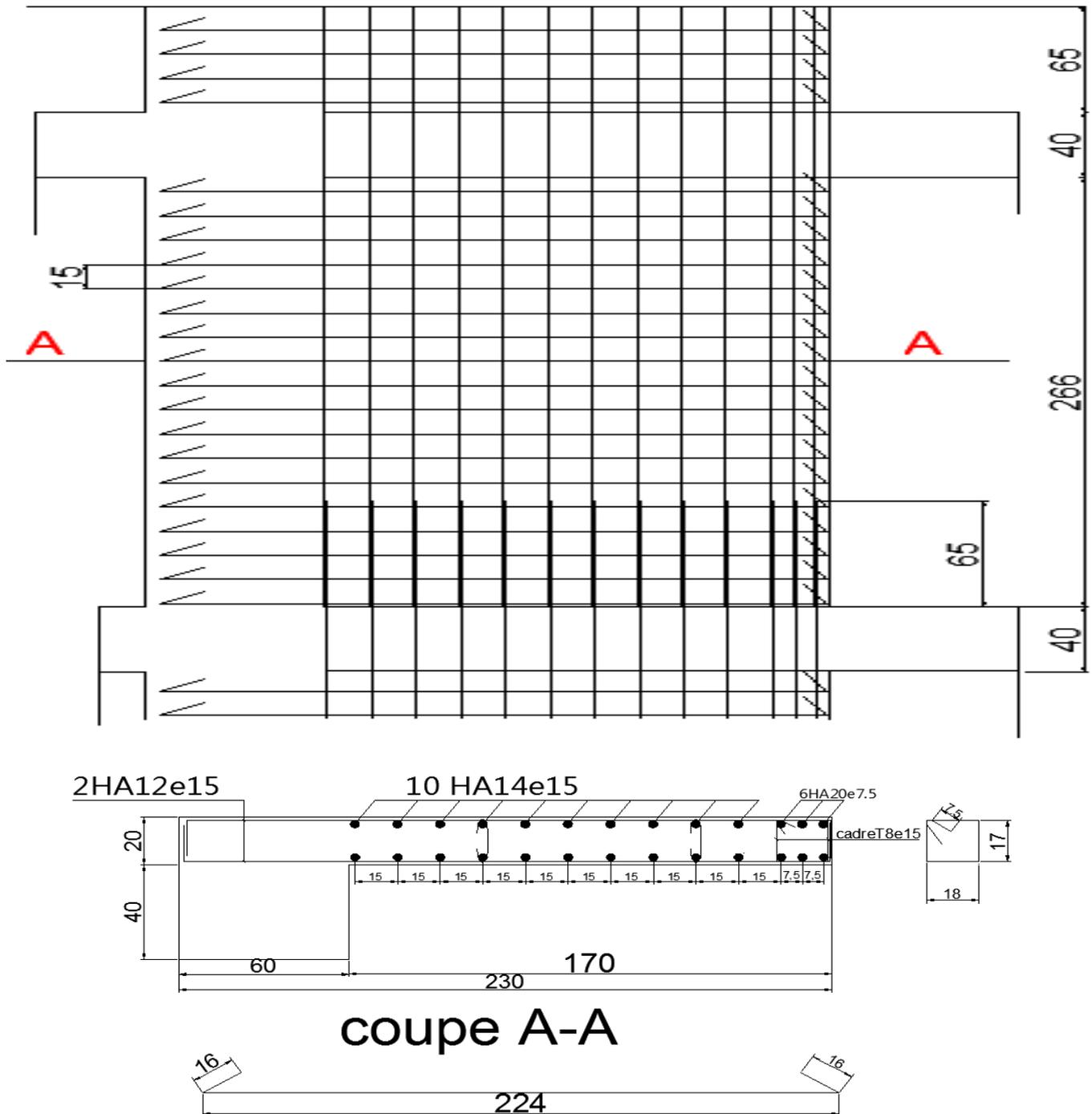
**NB :** la quantité d'armature trouvée sera répartie en deux nappes comme le montre la **figure V.3.1.**

Tableau V.3.12: Longueurs de recouvrement.

| diamètres des barres $\Phi l$ (mm)                     | 12 | 14 | 16 | 20 |
|--|----|----|----|----|
| longueur de recouvrement $l_r = 40 \times \Phi l$ (cm) | 48 | 56 | 64 | 80 |
| $l_r$ adopté (cm)                                      | 50 | 60 | 65 | 80 |

**V.3.4. Schéma de ferrailage :**

Pour les schémas de ferrailage, on présente le schéma de ferrailage du voile (VX1) des niveaux (E-S 3 ; 2 ; 1 ; RDC ; étages 1 ; 2 ; 3) comme exemple dans la figure suivante :



**FigV.3.1:** Schéma de ferrailage du voile VX1 des niveaux :  
E-S 3 ; 2 ; 1 ; RDC ; étages 1 ; 2 ; 3

**Chapitre VI :**

**Etude des Fondations**

**Introduction :**

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise et elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure au sol. Elle doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ L'encastrement de la structure dans le sol.
- ✓ Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- ✓ Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

**VI.1. Caractéristiques géotechniques du sol :**

Les caractéristiques géotechniques données par le rapport de sol sont :

- ✓ Le poids spécifique des terres :  $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$
- ✓ L'angle de frottement :  $\Phi = 16.57^\circ$
- ✓ La cohésion :  $C = 0.16 \text{ bars}$

**VI.2. Choix du type de fondations :**

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ L'importance de l'ouvrage.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur d'ancrage par rapport au terrain terrassé.

On opte pour un premier choix une fondation superficielle type radier nervuré vu que :

- ✓ Les charges transmises par la superstructure au sol sont importantes.
- ✓ Sol à résistance insuffisante et homogène.

**VI.3. Combinaisons d'actions à considérer dans le calcul:**

D'après le **RPA99 V2003** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

Ainsi que les combinaisons données par le **BAEL91** :

$$1.35G+1.5Q$$

$$G+Q$$

**VI.4. Etude du radier****VI.4.1. Pré dimensionnement du coffrage de radier :**

En supposant que la répartition des réactions du sol est linéaire ainsi que le radier est rigide.

Le pré dimensionnement est calculé selon les conditions suivantes :

**A) La condition de coffrage :** [02]7.1 type de fondation page 74.

**a) Radier :**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre axes de deux éléments porteurs successifs.

$h_r$  : Hauteur du radier

$$L_{\max} = 5.43\text{m} \Rightarrow h_r \geq \frac{5.43}{20} = 27.15 \text{ cm} \Rightarrow \text{on opte pour } h_r = 30 \text{ cm}$$

**b) Nervure :**

$$h_N \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$h_N$  : Hauteur de la nervure.

$$h_N \geq \frac{543}{10} = 54.3 \text{ cm}$$

**B) La condition de rigidité :**

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{tel que : } L_e = \left[ \frac{4 \times E \times I}{K \times b} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$L_e$  : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$E$  : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

$I$  : Inertie de la section du radier.

$K$  : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

$b$  : Largueur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_N^3 \geq \frac{48 \times (5.43)^4 \times 4 \times 10^4}{(3.14)^4 \times 3.216 \times 10^7} \Rightarrow h_N \geq 0.81\text{m}$$

A partir des deux conditions on opte pour  $h_N = 90 \text{ cm}$

**C) Calcul de la surface du radier :**

$$S_r \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$S_r$  : surface du radier.

$N$  : l'effort normal transmis aux fondations.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

• **Calcul de l'effort N transmis aux fondations :**

Les efforts transmis aux fondations sont résumés dans le tableau VI.1.

**Tableau VI.1:** Calcul de l'effort N transmis aux fondations à l'ELS.

| poids                 | volume v (m <sup>3</sup> )                            | $\gamma$ KN/m <sup>3</sup> | P= v $\times$ $\gamma$ KN | comb |
|-----------------------|---|----------------------------|---------------------------|------|
| A la base du bâtiment | Résultat extré du logiciel Sap 2000                   |                            | 71471.6                   | ELS  |
| Des avant poteaux     | $V_{a,v}=B \times (H-h_N) \times n=52.27$             | 25                         | 1306.8                    | G    |
| Des terres            | $V_t=S_{bat} \times (H-h_r)-(V_n+V_r+V_{av})=1201.82$ | 18                         | 21632.7                   | G    |
| Des nervures          | $V_N=L_N \times b_N (H_N-h_r)=91.94$                  | 25                         | 2298.6                    | G    |
| Du radier             | $V_r=h_r \times S_{bat}=112.17$                       | 25                         | 2804.2                    | G    |
| Total N (KN)          | $N=\sum (v \times \gamma)=99514.13$ KN                |                            |                           |      |

$V_{a,v}$  : Volume des avants poteaux ;

$n$  : Nombre de poteaux.  $n= 44$  poteaux.

$V_t$  : Volume des terres ;

$V_N$  : Volume des nervures.

$V_r$  : Volume du radier ;

$$N = 99514.13 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bar.}$$

$$S_r \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow S_r \geq \frac{99514.13 \times 10^{-3}}{0.18} = 552.85 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 373.9 \text{ m}^2 < S_r = 552.85 \text{ m}^2$$

La surface du radier est supérieure à celle du bâtiment ( $S_r = 1.47 S_{bat}$ ).

**D) Dimensionnement du débord :**

pour  $D = 1.6 \text{ m} \Rightarrow S_r = 564 \text{ m}^2 \Rightarrow N = 99913.34 \text{ KN} \Rightarrow \sigma = 0.177 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{\text{sol}}}$ .

La contrainte est vérifiée pour  $S_r=564 \text{ m}^2$  donc on opte un débord de 1.6 m.

**VI.4.2.Vérifications :**

- **Vérification du radier vis-à-vis de la poussée hydrostatique :**

$$N \geq F_s \times H \times S_r \times \gamma_w$$

$F_s = 1.5$  (coefficient de sécurité).

$S_r = 564 \text{ m}^2$  (surface totale du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).

$H=0 \text{ m}$  (hauteur de la nappe phréatique par rapport à la base du radier).

D'après le rapport du sol, pas d'indication sur la présence de la nappe phréatique .donc pas de poussée hydrostatique.

- **Vérification de la nervure vis-à-vis du poinçonnement :**

$$N_u \leq \frac{0.045 \times U_c \times h_N \times f_c}{\gamma_b} \quad \text{BAEL99 (Article A.5.2.41)}$$

$N_u=2650 \text{ KN}$  : L'effort normal dans le poteau le plus sollicité dont le label est 313,

(Poteau E5 voir figure II.9 chapitre II);

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier ;

Les dimensions du poteau à la base sont :  $(a \times b)=60 \times 60 \text{ cm}^2$ .

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h_N = 1.5 \text{ m}$$

$$B = b + h_N = 1.5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow U_c = 6 \text{ m} \Rightarrow N_u \leq \frac{0.045 \times 6 \times 0.9 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4050 \text{ KN} < N_u$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement sous le poteau le plus sollicité.

- **Vérification du radier vis-à-vis du cisaillement :**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07 \times 25}{1.15} = 1.52 \text{ MPa} \quad \text{CBA93(Art A.5.1)}$$

$$V_U = \frac{N_u \times L_{\text{max}}}{2 \times S_{\text{rad}}} = \frac{99912.34}{2 \times 564} \times 5.43 = 480.9 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \tau_U = \frac{480.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.78 \text{ MPa} > 1.52 \text{ MPa}$$

La condition n'est pas vérifiée donc on augmente la hauteur du radier ; soit  $h_r=40\text{cm}$

$$h_r = 40 \text{ cm} \Rightarrow N = 99527.85\text{KN} \Rightarrow \sigma_{\text{sol}} = 1.76 < \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

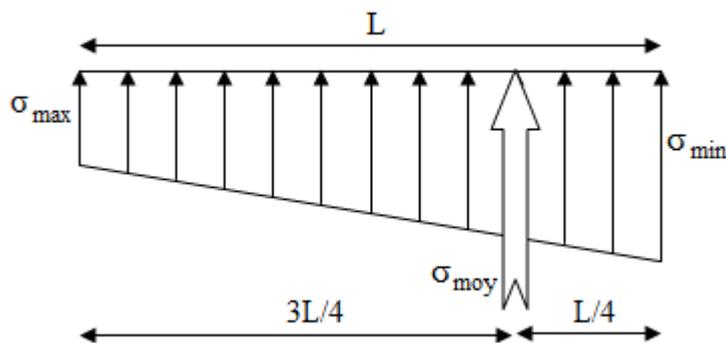
$$\Rightarrow V_u = 479.1 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{479.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 1.33 \text{ MPa} < 1.52 \text{ MPa}.$$

• **Vérification des contraintes du sol:**

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leur diagramme est triangulaire ou trapézoïdal. La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \quad [1] \text{ (page 78)}$$



**FigVI.1 :** Diagramme des contraintes du sol.

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times X}{I}$$

$N = 99527.85 \text{ KN}.$

$M$  : Moment sismique à la base, les résultats donnés sont représentés dans le tableau VI.2.

$X$  : Coordonnée du centre de gravité de la section du radier dans le sens considéré.

$$X = \begin{cases} X_G & \text{dans le sens x.x} \\ Y_G & \text{dans le sens y.y} \end{cases}$$

**Tableau VI.2:** Moment sismique à la base du bâtiment.

| combinaison | M (KN.m) |
|-------------|----------|
| Ex          | 5785.45  |
| Ey          | 5716.6   |

Les caractéristiques géométriques du radier sont :

$$I_{XX}=26603 \text{ m}^4, \text{ et } X_{G1}=15.11 \text{ m. } X_{G2}=L-X_{G1}=25.98-15.11=10.87 \text{ m.}$$

$$I_{YY}=25991.15 \text{ m}^4, \text{ et } Y_{G1}=10.79 \text{ m. } Y_{G2}=Ly-Y_{G1}=25.52-10.79 =14.73 \text{ m.}$$

**Sens xx** :  $M_y=5785.45$

$$\sigma_{\max} = \frac{99527.85 \times 10^{-3}}{564} + \frac{5785.45 \times 10^{-3} \times 15.11}{25991.15} = 0.179 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{99527.85 \times 10^{-3}}{564} - \frac{5785.45 \times 10^{-3} \times 10.87}{25991.15} = 0.174 \text{ MPa}$$

$\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  sont supérieures à zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.179 + 0.174}{4} = 0.177 \leq 0.18 \text{ MPa.}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx

**Sens yy** :  $M_x=53859.62$ .

$$\sigma_{\max} = \frac{99527.85 \times 10^{-3}}{564} + \frac{5716.6 \times 10^{-3} \times 10.79}{26603} = 0.178 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{299527.85 \times 10^{-3}}{564} - \frac{5716.6 \times 10^{-3} \times 14.73}{26603} = 0.174 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.178 + 0.174}{4} = 0.177 \text{ MPa} < 0.18 \text{ MPa.}$$

Toutes les vérifications sont satisfaites pour un radier nervuré à dimensions adoptées telles que :  $h_r=40 \text{ cm}$  ;  $h_N=90 \text{ cm}$  ;  $D=160 \text{ cm}$ .

**VI.4.3.Calcul des sollicitations dans le radier :**

Le radier se calcul comme un plancher renversé. Il est sollicité à la flexion simple engendrée par la réaction du sol. Le poids propre du radier et le poids des terres sont considérés des charges favorables vis-à-vis de la limitation de flexion du radier ainsi de celle des nervures

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité et le ferrailage trouvé sera opté pour tout le radier dont l'intérêt est d'avoir un ferrailage homogène pour faciliter l'exécution sur chantier. Le panneau est une dalle sur quatre appuis de dimensions :

$$L_y=543-70=473 \text{ cm} ; L_x=410-70=340 \text{ cm} ; \rho=0.72.$$

Le panneau travaille dans les deux sens.

- **Calcul de l'effort N transmis aux fondations à l'ELU :**

Calcul de l'effort N transmis aux fondations à l'ELU est résumé dans le tableau VI.3.

**Tableau VI.3:** Effort N transmis aux fondations à l'ELU.

| poids                 | volume V m3                         |        | $\gamma$ KN/m3 | $P=\gamma \times V$ | combinaison |
|-----------------------|-------------------------------------|--------|----------------|---------------------|-------------|
| à la base du bâtiment | /                                   | /      | /              | 97899.38            | ELU         |
| des avant poteaux     | $V_{a.v}=B \times (H-h_N) \times n$ | 52.272 | 25             | 1306.8              | G           |
| total (KN)            | $N_u=99206.18 \text{ KN}$           |        |                |                     |             |

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{99206.18}{564} = 175.89 \text{ KN/m}^2.$$

$q_u$  : Sous pression sous le radier.

Les sollicitations dans le radier sont résumées dans le tableau VI.4.

**Tableau VI.4:** Sollicitations dans le du radier **BAEL91** (Art 4,2) :

| $\mu$ (annexe I) | $M_0$ (KN.m)                                     | En travée $M_t$ (KN.m)                  | En appui $M_a$ (KN.m)                |
|------------------|--|---|--------------------------------------|
| $\mu_x=0.0658$   | $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 133.8$ | $M_{tx} = -0.85 \times M_{0x} = -113.7$ | $M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 66.89$ |
| $\mu_y=0.4624$   | $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 61.86$           | $M_{ty} = -0.75 \times M_{0y} = -46.4$  | $M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 30.93$ |

**VI.4.4.Ferraillage du radier :**

Condition de non fragilité :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12\text{cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times (3-0.72) \times 100 \times \frac{40}{2} = 3.65\text{cm}^2 \\ A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2\text{cm}^2 \end{cases}$$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau VI.5:

**Tableau VI .5:** Ferraillage du radier

| Localisation | Sens | M KN.m | A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup> /ml | A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /ml | A <sub>adoptée</sub> cm <sup>2</sup> /ml | Nbre | St cm |
|--------------|------|--------|--------------------------------------|--------------------------------------|--|------|-------|
| Travée       | X-X  | -113.7 | 9.68                                 | 3.65                                 | 5HA16=10.05                              | 24   | 20    |
|              | Y-Y  | -46.4  | 3.87                                 | 3.2                                  | 4HA12=4.52                               | 12   | 30    |
| Appui        | X-X  | 66.89  | 5.61                                 | 3.65                                 | 5HA12=5.65                               | 24   | 20    |
|              | Y-Y  | 30.93  | 2.56                                 | 3.2                                  | 3HA12=3.39                               | 12   | 30    |

**VI.4.5.Vérifications :**

✓ **Vérification des espacements des armatures :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{armatures // } L_x : St = 20 < \min(3 \times h_r, 33\text{ cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \text{armatures // } L_y : St = 33.33 < \min(4 \times h_r, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

✓ **Vérification du radier au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{175.83 \times 3.4}{2} \times \frac{4.73^4}{4.73^4 + 3.4^4} = 235.92 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{175.83 \times 4.73}{2} \times \frac{3.4^4}{3.4^4 + 4.73^4} = 87.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{235.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.674 < 1.52$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérifications des contraintes à l'ELS :**

Le calcul de l'effort  $N_s$  transmis aux fondations à l'ELS résumé dans le tableau VI.6.

**Tableau VI.6:** Effort N transmis aux fondations à l'ELS.

| poids                 |                                  | volume v m3 | $\gamma$ KN/m3 | $P=\gamma \times v$ | combinaison |
|-----------------------|----------------------------------|-------------|----------------|---------------------|-------------|
| à la base du bâtiment | /                                | /           | /              | 71471.64            | ELS         |
| des avant poteaux     | $V_a.v=B \times (H-hN) \times n$ | 52.272      | 25             | 1306.8              | G           |
| total $N_s$ KN        | 72778.44                         |             |                |                     |             |

$$N_s = 72778.44 \text{ KN} \Rightarrow q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{724778.44}{564} = 129 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul des sollicitations à l'ELS est résumé dans le tableau VI.7.

**Tableau VI.7 :** Sollicitations dans le radier à l'ELS

| $\mu$ ( annexe I) | $M_0$ (KN.m)                                     | En travée $M_t$ (KN.m)                  | En appui $M_a$ (KN.m)               |
|-------------------|--|---|-------------------------------------|
| $\mu_x=0.0719$    | $M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 107.2$ | $M_{tx} = -0.85 \times M_{0x} = -91.12$ | $M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 53.6$ |
| $\mu_y=0.6063$    | $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 64.99$           | $M_{ty} = -0.75 \times M_{0y} = -48.74$ | $M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 32.5$ |

✓ **Vérification de l'état de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\tau f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa} > \sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le VI.8

**Tableau VI.8 :** Vérification des contraintes dans le radier

| Localisation |    | A <sub>s</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | M <sub>ser</sub><br>(KN.m) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | Y<br>(cm) | σ <sub>bc</sub><br>(MPa) | σ <sub>s</sub><br>(MPa) |
|--------------|----|--------------------------------------|----------------------------|-------------------------|-----------|--------------------------|-------------------------|
| Travée       | xx | 10.05                                | 91.12                      | 126190.73               | 8.88      | 6.41                     | 282.97                  |
|              | yy | 4.52                                 | 48.74                      | 64178.94                | 6.24      | 4.74                     | 327.57                  |
| Appui        | xx | 5.65                                 | 53.6                       | 77869.75                | 6.90      | 4.75                     | 290.12                  |
|              | yy | 3.39                                 | 32.5                       | 49797.79                | 5.48      | 3.58                     | 289                     |

La contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, on calcule les armatures à l'ELS en utilisant les formules suivantes :

$$A_{st} = \sigma_s = \frac{M_{ser}}{d(1 - \frac{\alpha}{3})\sigma_s} ; \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \text{ telle que : } \alpha \in [0;1]; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} ;$$

Le calcul du coefficient α se fait par la méthode des itérations.

Les résultats sont résumés dans le tableau VI.9.

**Tableau VI.9 :** Sections d'armatures à l'ELS.

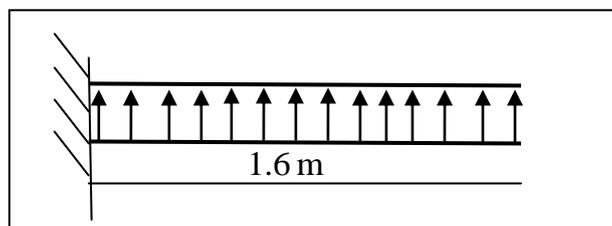
|        |    | α     | A <sub>scal</sub><br>cm <sup>2</sup> | A <sub>adop</sub><br>cm <sup>2</sup> | St<br>cm | I<br>cm <sup>4</sup> | Y<br>cm | σ <sub>s</sub><br>MPa |
|--------|----|-------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------|----------------------|---------|-----------------------|
| Travée | xx | 0.294 | 14.32                                | 2HA20+4HA16=14.32                    | 15       | 126190.73            | 8.88    | 201.58                |
|        | yy | 0.223 | 7.46                                 | 5HA14=7.70                           | 20       | 64178.94             | 6.24    | 195.59                |
| Appui  | xx | 0.233 | 8.23                                 | 2HA16+3HA14=8.64                     | 20       | 51765.44             | 7.21    | 192.5                 |
|        | yy | 0.185 | 4.91                                 | 5HA12=5.65                           | 20       | 108466.27            | 4.92    | 175.37                |

La contrainte dans les aciers est vérifiée pour les sections choisies.

**VI.4.5. Etude du débord :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=1.6m.

Le calcul se fera pour une bande 1ml à la flexion simple.



**FigVI.2 :** Schéma statique du débord.

$$M_{\max} = q_u \times \frac{L^2}{2} = 175.89 \times \frac{1.6^2}{2} = 225.14 \text{ KN.m} \Rightarrow A = 19.93 \text{ cm}^2$$

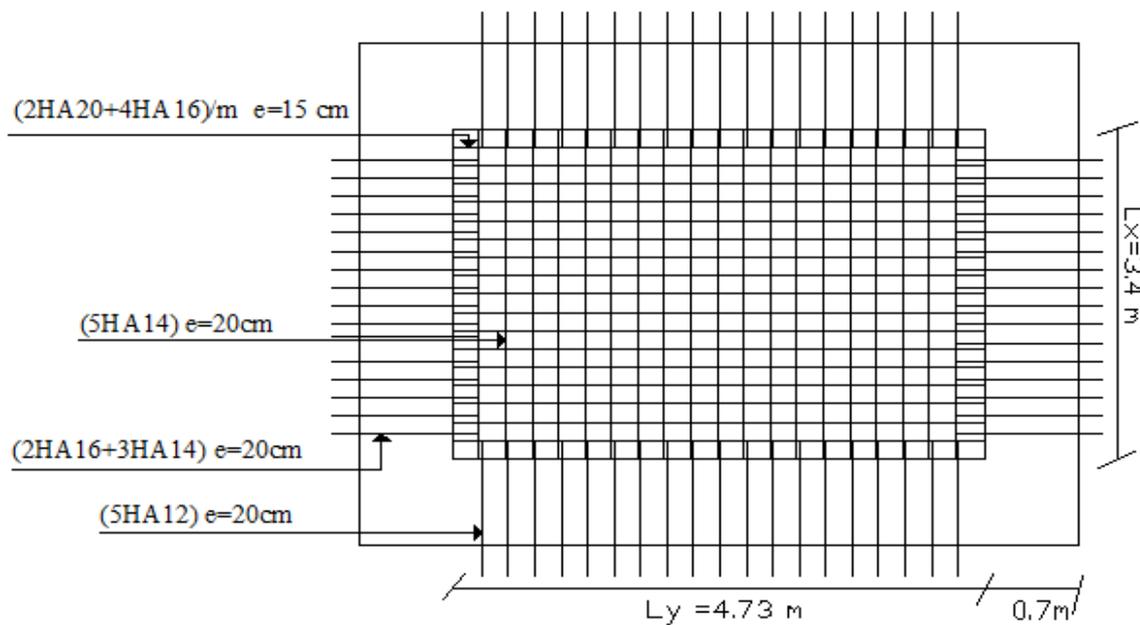
soit 7HA20 = 21.98 cm<sup>2</sup>.

✓ Vérification au cisaillement :

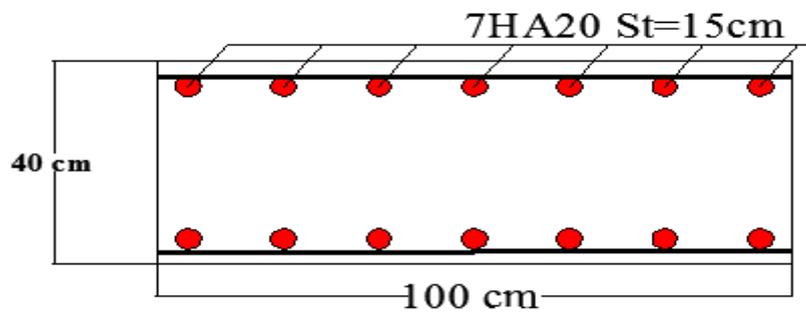
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{q_u \times L}{b \times d} = \frac{175.89 \times 1.6}{1 \times 0.35} = 0.804 \text{ MPa} < 1.52 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**VI.4.6. Schéma de ferrailage du radier et du débord :**



**FigVI.3:** Schéma de ferrailage du radier.



**FigVI.4:** Schéma de ferrailage du débord.

**VI.5. Etude des nervures :**

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour les poteaux. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

$P_m$  : charge uniforme qui produise le même moment maximale que la charge réelle ;

$P_v$  : charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

**VI.5.1. Calcul des sollicitations :**

Charge trapézoïdale :

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

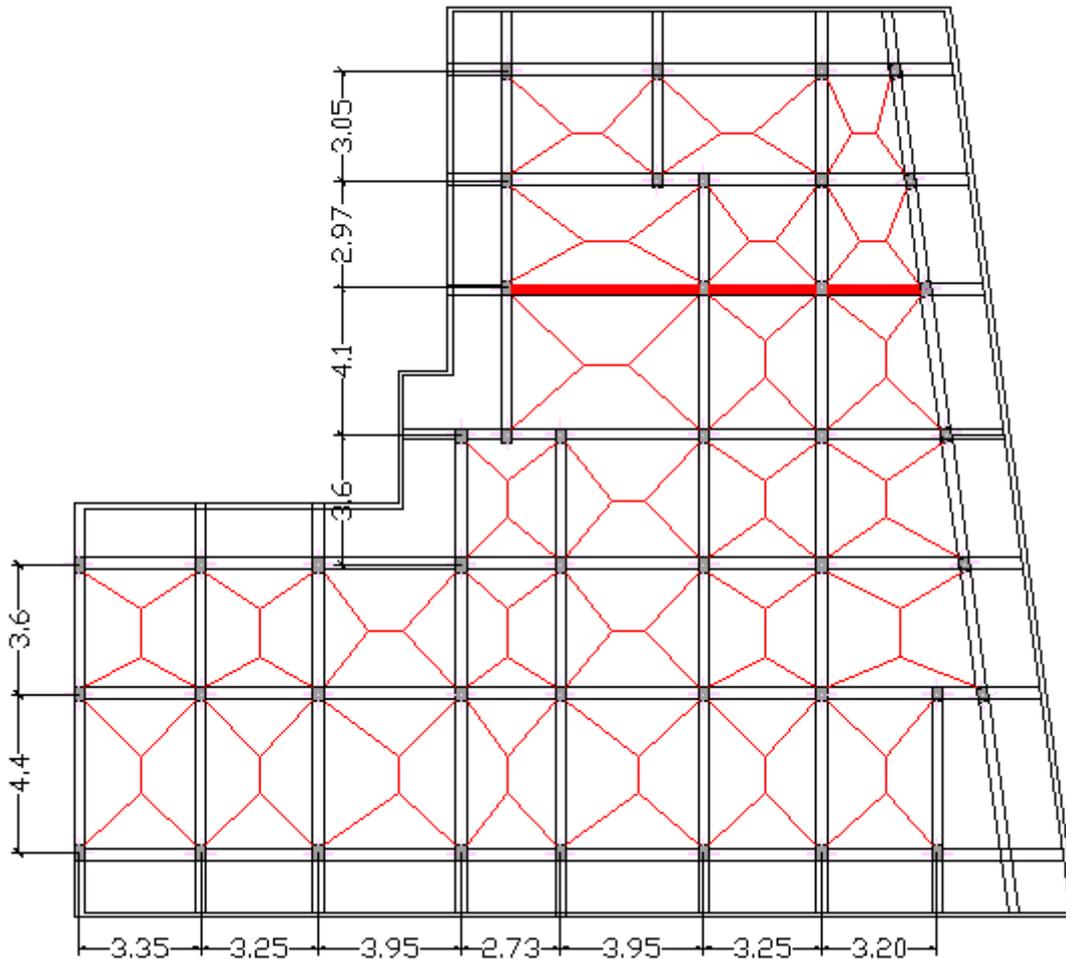
Charge triangulaire :

$$P'_v = P'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}} \quad \text{Avec :} \quad \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

Calcul du coefficient  $\rho$  de chaque panneau :

Les valeurs du coefficient  $\rho$  sont résumées dans le tableau ci-dessous

Dans tous les panneaux du radier  $\rho > 0.4$ , donc la transmission des charges se fait suivant les lignes de rupture trapézoïdale comme est présentée sur la figure suivante :



La nervure la plus sollicitée.



FigVI.5 : Schéma des lignes de rupture dans le radier.

Le calcul des charges transmises à la nervure est résumé dans le tableau VI.10 avec  $q_u=175.89\text{KN/m}^2$  à l'ELU et  $q_s=129\text{KN/m}^2$  à l'ELS.

**Tableau.VI.10 :** Charges reprise par la nervure à l'ELU et à l'ELS.

| Travée                 | Type de charge | $\rho_g$ | $\rho_d$ | Lg<br>(m) | Ld<br>(m) | Pm<br>(m) | Pv<br>(m) |
|------------------------|----------------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| ELU                    |                |          |          |           |           |           |           |
| L=5.43 m               | trapézoïdale   | 0.75     | 0.5      | 4.1       | 2.73      | 513       | 405       |
| L=3.25 m               | trapézoïdale   | /        | 0.88     | /         | 2.73      | 178       | 134       |
|                        | triangulaire   | 0.79     | /        | 2.73      | /         | 240       |           |
| Pm et Pv pour L=3.25 m |                |          |          |           |           | 418       | 374       |
| ELS                    |                |          |          |           |           |           |           |
| L=5.43 m               | trapézoïdale   | 0.75     | 0.5      | 4.1       | 2.73      | 376.27    | /         |
|                        | trapézoïdale   | /        | 0.88     | /         | 2.73      | 130.6     | /         |
| L=3.25 m               | triangulaire   | 0.79     | /        | 2.73      | /         | 176       |           |
| Pm et Pv pour L=3.25 m |                |          |          |           |           | 306.6     | /         |

**Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Pour les appuis de rive :  $M_a = 0.15 \times M_0$  avec  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

**Moment en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

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

Les sollicitations maximales sont résumées dans le tableau VI.11:

Tableau VI.11 : Sollicitations dans la nervure.

| travée   | ELU     |          |         | ELS     |         |
|----------|---------|----------|---------|---------|---------|
|          | Ma KN.m | Mt KN.m  | Vmax KN | Ma KN.m | Mt KN.m |
| L=5.43 m | 1310.96 | -1292.05 | 1292.26 | 962     | 947.74  |
| L=3.25 m | 1310.96 | -228.5   | 803.18  | 962     | 167.78  |
| L=3.2 m  | 426.85  | -342.9   | 797.29  | 313.09  | 251.02  |

VI.5.2. Ferrailage des nervures : Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.90$  m

$h_0=0.40$ m

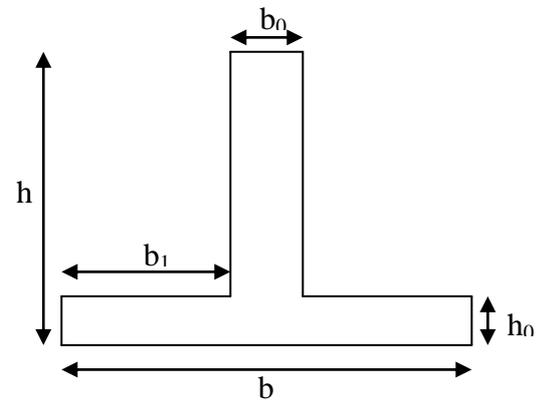
$b_0=0.70$ m

$d=0.75$ m

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) = \min\left(\frac{2.73 - 0.7}{10}, \frac{2.97 - 0.70}{2}\right)$$

$\Rightarrow b_1 \leq \min(0.203; 1.135) \Rightarrow b_1 \leq 0.203$  m soit  $b_1 = 20$  cm

$b = 2b_1 + b_0 = 1.10$  m.



FigVI.6 : Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.12 : Résumé des résultats de ferrailage de la nervure.

| Localisation | $M_u$ (KNm) | $A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) | St (cm) |
|--------------|-------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------|---------|
| Travée       | -1292.05    | 48.28                        | 6.33                         | 6HA25+6HA20=48.30               | 15      |
| Appui        | 1310.96     | 49.05                        | 9.96                         | 10HA25=49.10                    | 15      |

VI.5.2.1. Vérifications :

A l'ELU :

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3\text{MPa})$$

$\tau_u = \frac{1292}{1.1 \times 0.85} = 1.38$  MPa < 1.52 MPa  $\Rightarrow$  vérifiée

✓ **État limite de compression du béton (ELS):**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15$$

✓ **Etat limite des contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau VI.13:

**Tableau VI.13 :** Vérification des contraintes dans la nervure.

| Sens   | M (KN.m) | Y(cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\overline{\sigma}_s$ (MPa) |
|--------|----------|-------|----------------------|---------------------|------------------|-----------------------------|
| Travée | 947.74   | 32.85 | 2797513              | 13.68               | 264.99           | 201.63                      |
| appui  | 962      | 33.06 | 2830015              | 10.87               | 264.84           | 201.63                      |

La contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée, donc les armatures calculés à l'ELU sont insuffisantes d'où le ferrailage à l'ELS est nécessaire. Les résultats sont résumés dans le tableau VI.14.

**Tableau VI.14 :** Sections d'armatures à l'ELS

| sens   | $\alpha$ | A <sub>scal</sub> cm <sup>2</sup> | A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> ) | St cm | $\sigma_s$ MPa |
|--------|----------|-----------------------------------|--------------------------------------|-------|----------------|
| Travée | 0.431    | 64.58                             | 2HA32+10HA25=65.18                   | 12    | 190.11         |
| Appui  | 0.432    | 65.57                             | 4HA32+8HA25=71.44                    | 12    | 192.97         |

**NB :** La section du béton des nervures b×h=70×90 cm<sup>2</sup> est sous dimensionnée ; Pour éviter le risque de ségrégation dans le béton l'augmentation du coffrage est envisagée pour b×h=80×90cm<sup>2</sup> d'où St=14cm.

**VI.5.2.2. Armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \varphi_1\right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min(25.7; 80; 25) \text{ mm}$$

Béton Armé IUP GCI3 (Article 3.2.1)

$$\Rightarrow \varphi_t \leq 25 \text{ mm} \text{ soit } \varphi = 10 \text{ mm}$$

✓ **Espacement des aciers transversaux :**

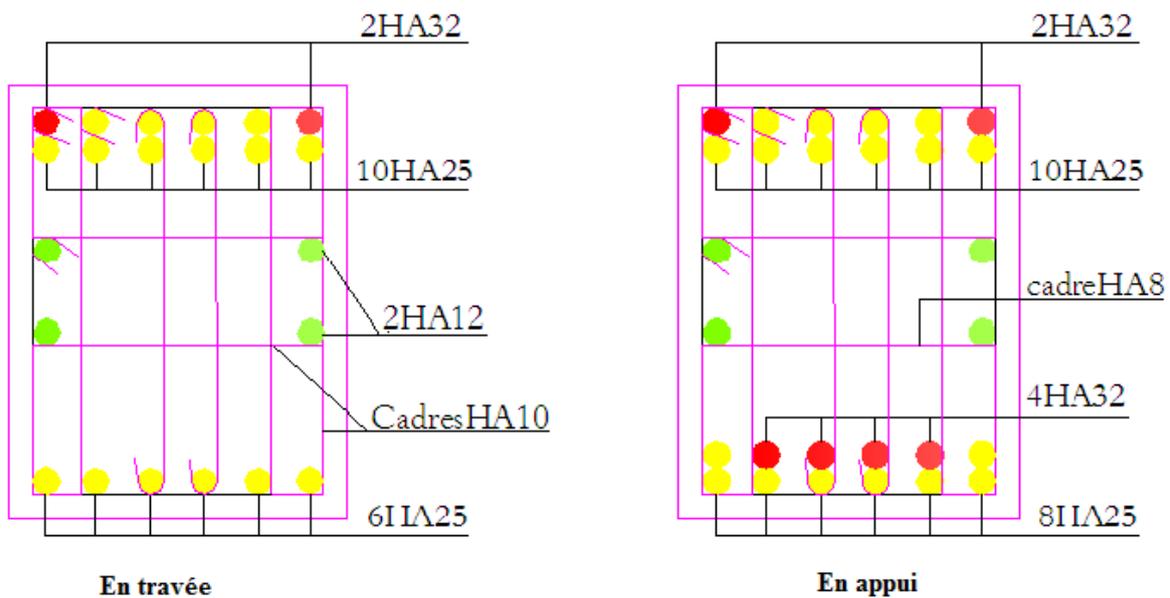
$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\right) \Rightarrow S_t \leq \min(17.5; 12) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 12 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

**VI.5.2.3. Armatures de peau :**

La section de la nervure  $h=90 \text{ cm} > 60 \text{ cm}$ , pour cela les armatures de peau sont nécessaires pour éviter le risque de fissuration dans le béton. On opte pour 4HA12.

**VI.5.2.4. Schémas de ferrailage des nervures**



FigVI.7: Schéma de ferrailage des nervures.

**VI.6.Voile intégré:**

**VI.6.1 .Dimensionnement du voile :**

- Hauteur : h= 3.06m.
- Longueur : L= 4.4m.
- Épaisseur : e= 20cm.

**VI.6.2.Evaluation des charges et surcharges :**

➤ **La poussée des terres :**  $\sigma_G = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times h_c^2 - 2 \times C \times h_c \times \sqrt{K_a}$ . [01] (Page97).

$\sigma_G$  : La pression des terres sur le voile intégré.

$K_a$  : coefficient de poussée donnée par le tableau de **Caquot-Kérisel**.

$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$  [01] (Page83).

$h_c$  : la profondeur du centre de gravité de panneau considéré.

➤ **Surcharge accidentelle** (prise en compte de la pression interstitielle) :

$q = 10 \text{ KN/m}^2$ ; [03] (page234).

$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times 0.56 = 5.6 \text{ KN/m}^2$

Les résultats de calcul des pressions des terres sur le voile sont résumés dans le tableau VI.15.

**Tableau VI.15:** pressions des terres sur le voile intégré.

| Niveau | $\Phi(^{\circ})$ | C (KN/m <sup>2</sup> ) | $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> ) | $h_i$ (m) | $K_a$ | $h_c$ (m) | $\sigma_G$ (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------|------------------|------------------------|-------------------------------|-----------|-------|-----------|---------------------------------|
| E.S1   | 16,57            | 16                     | 18                            | 1.53      | 0.556 | 0.765     | -16.20                          |
|        | 16,57            | 16                     | 18                            | 1.53      | 0.556 | 2.295     | -0.89                           |
| E.S2   | 16,57            | 16                     | 18                            | 1.53      | 0.556 | 3.825     | 14.42                           |
|        | 16,57            | 16                     | 18                            | 1.53      | 0.556 | 5.355     | 29.73                           |
| E.S3   | 16,57            | 16                     | 18                            | 1.53      | 0.556 | 6.885     | 45.04                           |
|        | 16,57            | 16                     | 18                            | 1.53      | 0.556 | 8.415     | 60.36                           |

**VI.6.3.Ferraillage du voile:**

➤ **Méthode de calcul :**

Le voile intégré se calcul comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

✓ Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1.35 \times \sigma_G + 1.5 \times Q = 89.89 \text{ KN/m.}$$

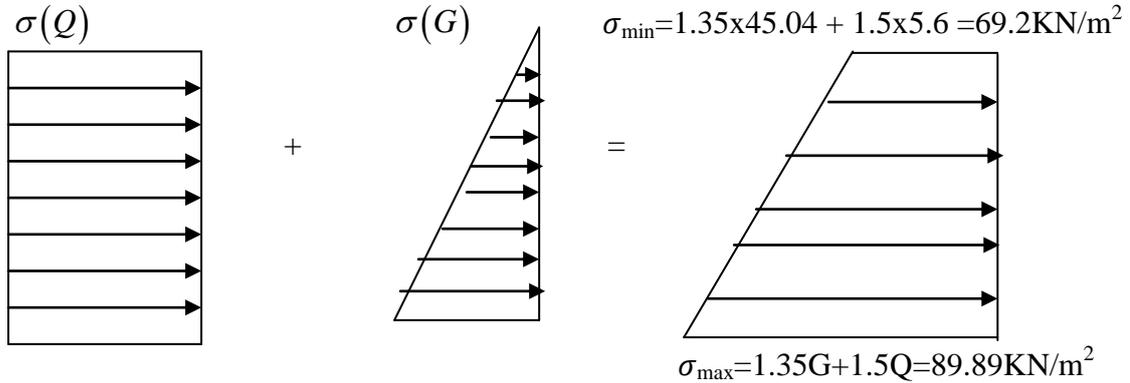


Fig. VI.8: Diagramme des contraintes sur le voile intégré.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 84.72 \text{ KN/m}^2 \quad [01] \text{ (Page 78) .}$$

$$q_u = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 84.72 \text{ KN/m.}$$

Pour le ferrailage, on prend le plus grand panneau, ses dimensions sont :

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m} \\ L_y = 4.4 - 0.6 = 3.8 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.66}{3.8} = 0.70$$

$\rho > 0.4$  donc Le panneau travail dans les deux sens.

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec  $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$ ..... condition exigée par les **RPA99**(Art10.1.2).

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times e) = (1 \times 0.20) \text{ m}^2$ .

Tableau VI.16: Ferrailage du voile intégré.

| Sens   |     | $M_u$ (KN.m) | $A$ ( $\text{cm}^2$ ) | $A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ ) | Choix ( $\text{cm}^2$ ) |
|--------|-----|--------------|-----------------------|------------------------------|-------------------------|
| travée | x-x | 46.12        | 7.79                  | 2                            | 4HA16= 8.04             |
|        | y-y | 19.92        | 3.26                  |                              | 4HA12= 4.52             |
| appui  | x-x | -27.13       | 4.47                  | 2                            | 4HA12= 4.52             |
|        | y-y | -27.13       | 4.47                  |                              | 4HA12= 4.52             |

**VI.6.4. Vérifications :**

✓ **Espacements :**

$$\begin{cases} \text{sens } x : S_t \leq \min(3 \times h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{sens } y : S_t \leq \min(4 \times h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **AP' ELU:**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times b \times e \times \frac{(3-\rho)}{2} = 1.84 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_t > A_{\min}$  ..... Vérifiée.

✓ **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91(ArtA.5.2.11)**

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \text{ ..... (Fissuration nuisible)}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{84.72 \times 4.4}{2} = 186.384 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{0.186}{1 \times 0.17} = 1.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \text{ ..... Vérifiée}$$

❖ **A l'ELS :**

$$\sigma_{\max} = \sigma_G + Q = 60.36 + 5.6 = 65.96 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = Q + \sigma_G = 5.6 + 45.04 = 50.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 65.96 + 50.64}{4} = 62.13 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 62.13 \text{ KN/m.}$$

✓ **Vérification des contraintes dans le voile intégré :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times Y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}.$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y); \quad \bar{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\tau f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

Les résultats des contraintes sont illustrés dans le tableau VI.17.

**Tableau VI.17:** Vérification des contraintes.

| Sens   |     | M <sub>s</sub> (KN.M) | Y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | σ <sub>bc</sub> (MPa) | σ <sub>s</sub> (MPa) |
|--------|-----|-----------------------|--------|----------------------|-----------------------|----------------------|
| travée | x-x | 36.74                 | 0.053  | 21471.44             | 9.09                  | 300.04               |
|        | y-y | 18.86                 | 0.042  | 13577.54             | 5.79                  | 267.31               |
| Appui  | x-x | -21.61                | 0.042  | 13577.54             | 6.64                  | 306.28               |
|        | y-y | -21.61                | 0.042  | 13577.54             | 6.64                  | 306.28               |

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée ⇒ Le calcul du ferrailage à l'ELS:

$$A_{st} = \sigma_s = \frac{M_{ser}}{d(1 - \frac{\alpha}{3})\sigma_s} ; \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \text{ telle que : } \alpha \in [0;1]; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_s} ;$$

Le calcul du coefficient α se fait par la méthode des itérations.

Les sections d'armatures à l'ELS sont résumées dans le tableau VI.18.

**Tableau VI.18:** Sections d'armatures à l'ELS.

| sens   |     | α    | As (cm <sup>2</sup> ) | Choix des barres (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|-----|------|-----------------------|-------------------------------------|
| travée | x-x | 0.36 | 12.18                 | 8HA14 =12.32                        |
|        | y-y | 0.28 | 6.07                  | 4HA14 =6.16                         |
| Appui  | x-x | 0.29 | 6.88                  | 5HA14 =7.70                         |
|        | y-y | 0.29 | 6.88                  | 5HA14 =7.70                         |

**VI.6.5.Schéma de ferrailage :**

Le schéma de ferrailage du voile intégré est représenté sur la figure VI.9.

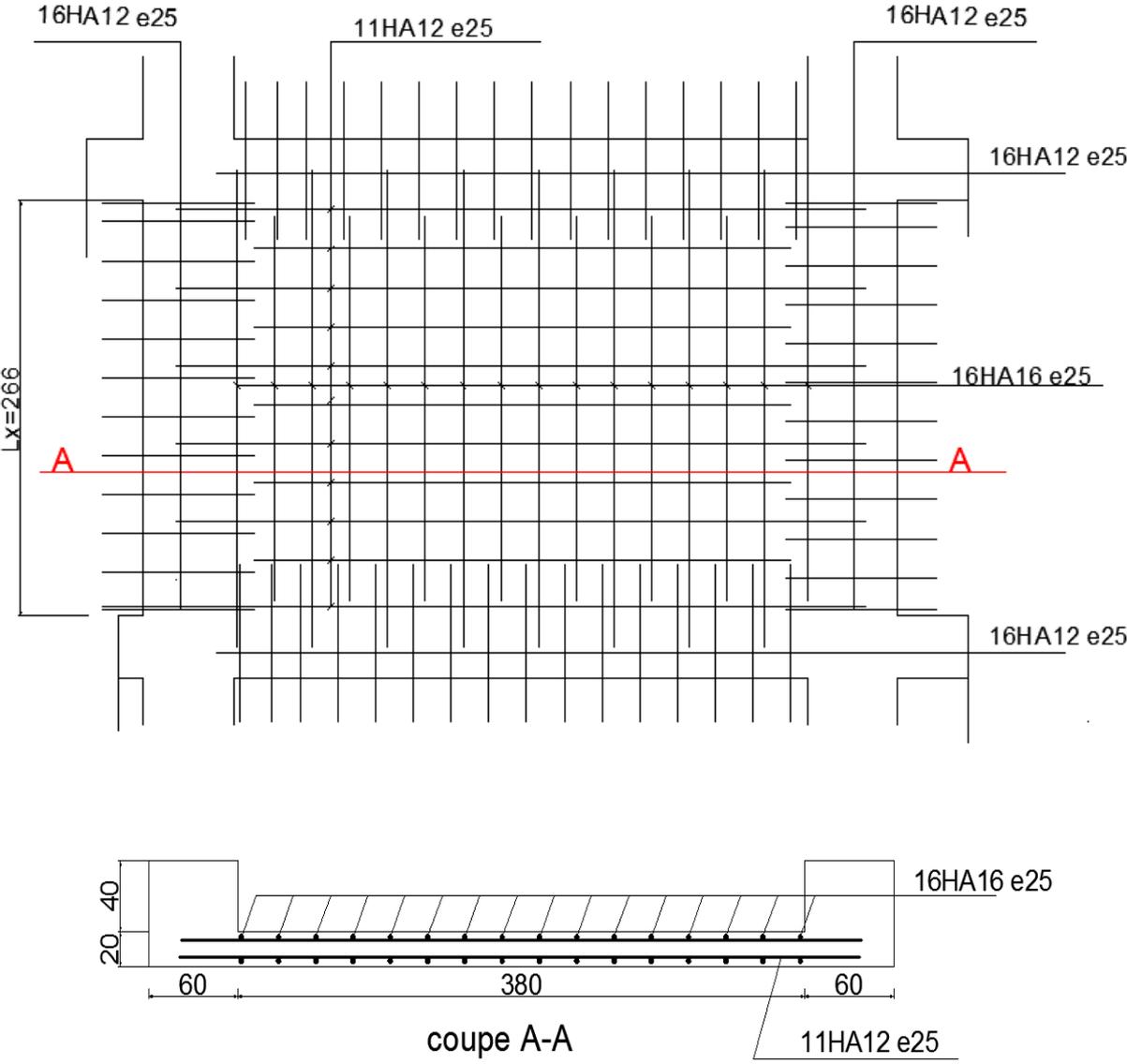


Figure VI .9: Schéma de ferrailage du voile intégré.

# Conclusion Générale

La recherche du bon comportement de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ✓ La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- ✓ La structure doit être symétrique le plus possible afin d'obtenir un bon comportement dynamique vis à vis des sollicitations sismiques.
- ✓ La justification de l'interaction voiles-portiques quantifie l'effort tranchant repris par les voiles et ceux repris par les portiques. Elle permet de justifier le choix du système de contreventement mixte. Une bonne disposition des voiles limite les effets de torsions et peut s'avérer très économique.
- ✓ Dans le but de vérifier l'effort normal réduit et l'interaction horizontale ; les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.
- ✓ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).
- ✓ Nous avons vérifié les moments résistants ultimes dans les poteaux et les poutres au niveau des zones nodales et nous avons constaté qu'il n'y a pas de risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux avant les poutres.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en faisant le choix adéquat des sections de béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

# Bibliographie

**Bibliographie**

- «Séisme de Zemmouri du 21 mai 2003, Rapport préliminaire», CGS, juillet 2003.
- Règles parasismiques Algériennes/ version 2003 [RPA99].
- [CBA93]: Code du béton armé.
- Document technique réglementaire [DTR B.C.2.2].
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites [Règles BAEL 91 modifiées 99]
- Méthodes de calcul des fondations superficielles [D.T.R.BC 2.33.1].
- [01] MELBOUCI Bachir, Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, édition EL-AMEL, 1954-2009.
- [02] Y.Cheraït, Calcul des ouvrages en béton armé, 3<sup>ème</sup> Edition, 07-2008.
- [03] Ali.BOUAFIA, Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques, Edition : pages bleues, Janvier 2010.
- Autres documents consultés :
  - Cahiers de cours de cursus.
  - Mémoires de fin d'études.

**Logiciels**

- **SAP 2000 V14**
- **Auto CAD 2010**. Auto Desk Inc.
- **BaelR V1.01.026**. Version d'évaluation. Socotec. 1998

# Annexes

## Annexe I

| $\alpha = L_x/L_y$ | ELU $\nu = 0$ |         | ELS $\nu = 0.2$ |         |
|--------------------|---------------|---------|-----------------|---------|
|                    | $\mu_x$       | $\mu_y$ | $\mu_x$         | $\mu_y$ |
| 0.40               | 0.1101        | 0.2500  | 0.0121          | 0.2854  |
| 0.41               | 0.1088        | 0.2500  | 0.1110          | 0.2924  |
| 0.42               | 0.1075        | 0.2500  | 0.1098          | 0.3000  |
| 0.43               | 0.1062        | 0.2500  | 0.1087          | 0.3077  |
| 0.44               | 0.1049        | 0.2500  | 0.1075          | 0.3155  |
| 0.45               | 0.1036        | 0.2500  | 0.1063          | 0.3234  |
| 0.46               | 0.1022        | 0.2500  | 0.1051          | 0.3319  |
| 0.47               | 0.1008        | 0.2500  | 0.1038          | 0.3402  |
| 0.48               | 0.0994        | 0.2500  | 0.1026          | 0.3491  |
| 0.49               | 0.0980        | 0.2500  | 0.1013          | 0.3580  |
| 0.50               | 0.0966        | 0.2500  | 0.1000          | 0.3671  |
| 0.51               | 0.0951        | 0.2500  | 0.0987          | 0.3758  |
| 0.52               | 0.0937        | 0.2500  | 0.0974          | 0.3853  |
| 0.53               | 0.0922        | 0.2500  | 0.0961          | 0.3949  |
| 0.54               | 0.0908        | 0.2500  | 0.0948          | 0.4050  |
| 0.55               | 0.0894        | 0.2500  | 0.0936          | 0.4150  |
| 0.56               | 0.0880        | 0.2500  | 0.0923          | 0.4254  |
| 0.57               | 0.0865        | 0.2582  | 0.0910          | 0.4357  |
| 0.58               | 0.0851        | 0.2703  | 0.0897          | 0.4456  |
| 0.59               | 0.0836        | 0.2822  | 0.0884          | 0.4565  |
| 0.60               | 0.0822        | 0.2948  | 0.0870          | 0.4672  |
| 0.61               | 0.0808        | 0.3075  | 0.0857          | 0.4781  |
| 0.62               | 0.0794        | 0.3205  | 0.0844          | 0.4892  |
| 0.63               | 0.0779        | 0.3338  | 0.0831          | 0.5004  |
| 0.64               | 0.0765        | 0.3472  | 0.0819          | 0.5117  |
| 0.65               | 0.0751        | 0.3613  | 0.0805          | 0.5235  |
| 0.66               | 0.0737        | 0.3753  | 0.0792          | 0.5351  |
| 0.67               | 0.0723        | 0.3895  | 0.0780          | 0.5469  |
| 0.68               | 0.0710        | 0.4034  | 0.0767          | 0.5584  |
| 0.69               | 0.0697        | 0.4181  | 0.0755          | 0.5704  |
| 0.70               | 0.0684        | 0.4320  | 0.0743          | 0.5817  |
| 0.71               | 0.0671        | 0.4471  | 0.0731          | 0.5940  |
| 0.72               | 0.0658        | 0.4624  | 0.0719          | 0.6063  |
| 0.73               | 0.0646        | 0.4780  | 0.0708          | 0.6188  |
| 0.74               | 0.0633        | 0.4938  | 0.0696          | 0.6315  |
| 0.75               | 0.0621        | 0.5105  | 0.0684          | 0.6447  |
| 0.76               | 0.0608        | 0.5274  | 0.0672          | 0.6580  |
| 0.77               | 0.0596        | 0.5440  | 0.0661          | 0.6710  |
| 0.78               | 0.0584        | 0.5608  | 0.0650          | 0.6841  |
| 0.79               | 0.0573        | 0.5786  | 0.0639          | 0.6978  |
| 0.80               | 0.0561        | 0.5959  | 0.0628          | 0.7111  |
| 0.81               | 0.0550        | 0.6135  | 0.0617          | 0.7246  |
| 0.82               | 0.0539        | 0.6313  | 0.0607          | 0.7381  |
| 0.83               | 0.0528        | 0.6494  | 0.0596          | 0.7518  |
| 0.84               | 0.0517        | 0.6678  | 0.0586          | 0.7655  |
| 0.85               | 0.0506        | 0.6864  | 0.0576          | 0.7794  |
| 0.86               | 0.0496        | 0.7052  | 0.0566          | 0.7932  |
| 0.87               | 0.0486        | 0.7244  | 0.0556          | 0.8074  |
| 0.88               | 0.0476        | 0.7438  | 0.0546          | 0.8216  |
| 0.89               | 0.0466        | 0.7635  | 0.0537          | 0.8358  |
| 0.90               | 0.0456        | 0.7834  | 0.0528          | 0.8502  |
| 0.91               | 0.0447        | 0.8036  | 0.0518          | 0.8646  |
| 0.92               | 0.0437        | 0.8251  | 0.0509          | 0.8799  |
| 0.93               | 0.0428        | 0.8450  | 0.0500          | 0.8939  |
| 0.94               | 0.0419        | 0.8661  | 0.0491          | 0.9087  |
| 0.95               | 0.0410        | 0.8875  | 0.0483          | 0.9236  |
| 0.96               | 0.0401        | 0.9092  | 0.0474          | 0.9385  |
| 0.97               | 0.0392        | 0.9322  | 0.0465          | 0.9543  |
| 0.98               | 0.0384        | 0.9545  | 0.0457          | 0.9694  |
| 0.99               | 0.0376        | 0.9771  | 0.0449          | 0.9847  |
| 1.00               | 0.0368        | 1.0000  | 0.0441          | 0.1000  |

## Annexe II

**Table de PIGEAUD**

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

**$Lx \times Ly$**

**Avec  $Lx < Ly$ .**

**$\rho = 0.9$**

| u/lx<br>v/ly                   |            | 0.0   | 0.1   | 0.2   | 0.3   | 0.4   | 0.5   | 0.6   | 0.7   | 0.8   | 0.9   | 1.0   |
|--------------------------------|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| <b>Valeur de M<sub>1</sub></b> | <b>0.0</b> | /     | 0.254 | 0.187 | 0.154 | 0.131 | 0.115 | 0.102 | 0.090 | 0.081 | 0.073 | 0.067 |
|                                | <b>0.1</b> | 0.302 | 0.235 | 0.183 | 0.152 | 0.130 | 0.114 | 0.101 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.067 |
|                                | <b>0.2</b> | 0.260 | 0.214 | 0.175 | 0.148 | 0.128 | 0.112 | 0.099 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.066 |
|                                | <b>0.3</b> | 0.227 | 0.196 | 0.164 | 0.142 | 0.124 | 0.109 | 0.097 | 0.086 | 0.078 | 0.070 | 0.065 |
|                                | <b>0.4</b> | 0.202 | 0.178 | 0.153 | 0.134 | 0.118 | 0.105 | 0.093 | 0.083 | 0.075 | 0.068 | 0.063 |
|                                | <b>0.5</b> | 0.181 | 0.160 | 0.141 | 0.126 | 0.113 | 0.100 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.066 | 0.060 |
|                                | <b>0.6</b> | 0.161 | 0.146 | 0.130 | 0.118 | 0.106 | 0.095 | 0.085 | 0.077 | 0.069 | 0.063 | 0.057 |
|                                | <b>0.7</b> | 0.144 | 0.133 | 0.121 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.065 | 0.058 | 0.054 |
|                                | <b>0.8</b> | 0.132 | 0.123 | 0.113 | 0.102 | 0.092 | 0.083 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.055 | 0.049 |
|                                | <b>0.9</b> | 0.122 | 0.114 | 0.103 | 0.093 | 0.084 | 0.076 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 |
|                                | <b>1.0</b> | 0.112 | 0.102 | 0.093 | 0.084 | 0.075 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 | 0.042 |
| <b>Valeur de M<sub>2</sub></b> | <b>0.0</b> | /     | 0.310 | 0.200 | 0.167 | 0.149 | 0.134 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 |
|                                | <b>0.1</b> | 0.253 | 0.208 | 0.173 | 0.151 | 0.136 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.089 | 0.081 | 0.074 |
|                                | <b>0.2</b> | 0.202 | 0.175 | 0.152 | 0.137 | 0.123 | 0.110 | 0.100 | 0.089 | 0.082 | 0.074 | 0.067 |
|                                | <b>0.3</b> | 0.167 | 0.150 | 0.135 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 |
|                                | <b>0.4</b> | 0.143 | 0.132 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.056 |
|                                | <b>0.5</b> | 0.128 | 0.118 | 0.108 | 0.097 | 0.088 | 0.080 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.051 |
|                                | <b>0.6</b> | 0.114 | 0.106 | 0.096 | 0.087 | 0.079 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 |
|                                | <b>0.7</b> | 0.102 | 0.094 | 0.086 | 0.078 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.057 | 0.052 | 0.047 | 0.043 |
|                                | <b>0.8</b> | 0.09  | 0.083 | 0.077 | 0.072 | 0.066 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 |
|                                | <b>0.9</b> | 0.081 | 0.076 | 0.071 | 0.066 | 0.061 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 |
|                                | <b>1.0</b> | 0.073 | 0.069 | 0.065 | 0.060 | 0.055 | 0.050 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 | 0.032 |

### Annexe (111)

Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre  $\phi$  en mm

| $\emptyset$ | 5    | 6    | 8     | 10    | 12    | 14    | 16    | 20    | 25    | 32    | 40    |
|-------------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1           | 0,20 | 0,28 | 0,50  | 0,79  | 1,13  | 1,54  | 2,01  | 3,14  | 4,91  | 8,04  | 12,57 |
| 2           | 0,39 | 0,57 | 1,01  | 1,57  | 2,26  | 3,08  | 4,02  | 6,28  | 9,82  | 16,08 | 25,13 |
| 3           | 0,59 | 0,85 | 1,51  | 2,36  | 3,39  | 4,62  | 6,03  | 9,42  | 14,73 | 24,13 | 37,70 |
| 4           | 0,79 | 1,13 | 2,01  | 3,14  | 4,52  | 6,16  | 8,04  | 12,57 | 19,64 | 32,17 | 50,27 |
| 5           | 0,98 | 1,41 | 2,51  | 3,93  | 5,65  | 7,70  | 10,05 | 15,71 | 24,54 | 40,21 | 62,83 |
| 6           | 1,18 | 1,70 | 3,02  | 4,71  | 6,79  | 9,24  | 12,06 | 18,85 | 29,45 | 48,25 | 75,40 |
| 7           | 1,37 | 1,98 | 3,52  | 5,50  | 7,92  | 10,78 | 14,07 | 21,99 | 34,36 | 56,30 | 87,96 |
| 8           | 1,57 | 2,26 | 4,02  | 6,28  | 9,05  | 12,32 | 16,08 | 25,13 | 39,27 | 64,34 | 100,5 |
| 9           | 1,77 | 2,54 | 4,52  | 7,07  | 10,18 | 13,85 | 18,10 | 28,27 | 44,18 | 72,38 | 113,1 |
| 10          | 1,96 | 2,83 | 5,03  | 7,85  | 11,31 | 15,39 | 20,11 | 31,42 | 49,09 | 80,42 | 125,7 |
| 11          | 2,16 | 3,11 | 5,53  | 8,64  | 12,44 | 16,93 | 22,12 | 34,56 | 54,00 | 88,47 | 138,2 |
| 12          | 2,36 | 3,39 | 6,03  | 9,42  | 13,57 | 18,47 | 24,13 | 37,70 | 58,91 | 96,51 | 150,8 |
| 13          | 2,55 | 3,68 | 6,53  | 10,21 | 14,70 | 20,01 | 26,14 | 40,84 | 63,81 | 104,6 | 163,4 |
| 14          | 2,75 | 3,96 | 7,04  | 11,00 | 15,83 | 21,55 | 28,15 | 43,98 | 68,72 | 112,6 | 175,9 |
| 15          | 2,95 | 4,24 | 7,54  | 11,78 | 16,96 | 23,09 | 30,16 | 47,12 | 73,63 | 120,6 | 188,5 |
| 16          | 3,14 | 4,52 | 8,04  | 12,57 | 18,10 | 24,63 | 32,17 | 50,27 | 78,54 | 128,7 | 201,1 |
| 17          | 3,34 | 4,81 | 8,55  | 13,35 | 19,23 | 26,17 | 34,18 | 53,41 | 83,45 | 136,7 | 213,6 |
| 18          | 3,53 | 5,09 | 9,05  | 14,14 | 20,36 | 27,71 | 36,19 | 56,55 | 88,36 | 144,8 | 226,2 |
| 19          | 3,73 | 5,37 | 9,55  | 14,92 | 21,49 | 29,25 | 38,20 | 59,69 | 92,27 | 152,8 | 238,8 |
| 20          | 3,93 | 5,65 | 10,05 | 15,71 | 22,62 | 30,79 | 40,21 | 62,83 | 98,17 | 160,8 | 251,3 |

# Performances & Raffinement

## Annexe IV

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes  
machinerie supérieure  
entraînement électrique

Ligne Building

| Charge nominale en kg | Vitesse nominale (m/s) | Écran (l) | Nombre pignons | Course max (cm) | Dimensions de cabine | Passage des portes | Dimensions du puits | Profondeur de queue |     |     |
|-----------------------|------------------------|-----------|----------------|-----------------|----------------------|--------------------|---------------------|---------------------|-----|-----|
|                       |                        |           |                |                 | 8K x 7K x 6K         | FT x HT            | 8K x 7K x 6K        | 50                  |     |     |
| 630                   | 1,00                   | 2x        | 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 |
|                       |                        |           | ACV            | 12              | 32                   | 110 x 140 x 220    | 80 x 200            | 180 x 210           | 135 | 140 |
|                       |                        |           | Dy S           | 18              | 50                   | 110 x 140 x 220    | 80 x 200            | 180 x 210           | 150 | 150 |
| 1,50                  | 1,50                   | 2x        | 18             | 50              | 110 x 140 x 220      | 80 x 200           | 180 x 210           | 150                 | 150 |     |
|                       |                        |           | ACV            | 18              | 50                   | 110 x 140 x 220    | 80 x 200            | 180 x 210           | 150 | 150 |

### Caractéristiques générales

Disposition en simple pour les dispositions en façade. Consulter le tableau T211 pour les types de service simple accès.

Distances max entre axes 255 cm.

Manœuvre portes automatiques.

collective (à analyser séparément, à analyser par rapport au trafic à desservir).

| Charge nominale en kg | Vitesse nominale (m/s) | Écran (l) | Nombre pignons | Course max (cm) | Dimensions de cabine | Passage des portes | Dimensions du puits | Profondeur de queue | Rayon sur dalle | Cl  | HSK | Dimensions moyennes |      |         | Passage   | Intensité pour 50 Hz |     |     |     | Réserve | Maison maîtresse |       |       |      |
|-----------------------|------------------------|-----------|----------------|-----------------|----------------------|--------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----|-----|---------------------|------|---------|-----------|----------------------|-----|-----|-----|---------|------------------|-------|-------|------|
|                       |                        |           |                |                 |                      |                    |                     |                     |                 |     |     | largeur             | prof | hauteur |           | 100                  | 110 | 120 | 130 |         |                  | 140   | 150   |      |
| 1000                  | 1,00                   | 2x        | 12             | 32              | 150 x 180 x 270      | 110 x 210          | 240 x 270           | 140                 | 110             | 355 | 350 | 180                 | 350  | 200     | 120 x 100 | 36                   | 94  | 21  | 54  | 26      | 10200            | 8200  | 1500  |      |
|                       |                        |           | Dy S           | 12              | 32                   | 150 x 180 x 270    | 110 x 210           | 240 x 270           | 140             | 110 | 375 | 370                 | 180  | 380     | 200       | 120 x 100            | 37  | 87  | 21  | 50      | 25               | 10200 | 8200  | 1500 |
|                       |                        |           | ACV            | 12              | 32                   | 150 x 180 x 270    | 110 x 210           | 240 x 270           | 140             | 110 | 375 | 380                 | 180  | 420     | 200       | 120 x 100            | 38  | 70  | 15  | 40      | 19               | 10200 | 8200  | 1500 |
|                       |                        |           | Dy S           | 18              | 50                   | 150 x 180 x 270    | 110 x 210           | 240 x 270           | 140             | 110 | 375 | 420                 | 180  | 400     | 200       | 140 x 100            | 42  | 99  | 21  | 57      | 28               | 14500 | 11000 | 1500 |
|                       |                        |           | ACV            | 18              | 50                   | 150 x 180 x 270    | 110 x 210           | 240 x 270           | 140             | 110 | 385 | 400                 | 180  | 420     | 200       | 120 x 100            | 38  | 90  | 21  | 53      | 26               | 14500 | 11000 | 1500 |
|                       |                        |           | Dy S           | 12              | 32                   | 150 x 180 x 270    | 110 x 210           | 240 x 270           | 140             | 110 | 375 | 370                 | 180  | 350     | 200       | 120 x 100            | 37  | 117 | 16  | 67      | 33               | 25000 | 8200  | 1500 |
|                       |                        |           | ACV            | 12              | 32                   | 150 x 180 x 270    | 110 x 210           | 240 x 270           | 140             | 110 | 375 | 370                 | 180  | 350     | 200       | 120 x 100            | 37  | 85  | 18  | 65      | 27               | 25000 | 8200  | 1500 |
|                       |                        |           | Dy S           | 18              | 50                   | 150 x 180 x 270    | 110 x 210           | 240 x 270           | 140             | 110 | 375 | 420                 | 180  | 400     | 200       | 140 x 100            | 42  | 117 | 16  | 67      | 33               | 25000 | 8200  | 1500 |
|                       |                        |           | ACV            | 18              | 50                   | 150 x 180 x 270    | 110 x 210           | 240 x 270           | 140             | 110 | 375 | 420                 | 180  | 400     | 200       | 140 x 100            | 42  | 99  | 21  | 57      | 28               | 25000 | 8200  | 1500 |
|                       |                        |           | Dy S           | 12              | 32                   | 150 x 180 x 270    | 110 x 210           | 240 x 270           | 140             | 110 | 375 | 370                 | 180  | 350     | 200       | 120 x 100            | 37  | 117 | 16  | 67      | 33               | 30000 | 11000 | 1500 |
|                       |                        |           | ACV            | 12              | 32                   | 150 x 180 x 270    | 110 x 210           | 240 x 270           | 140             | 110 | 375 | 370                 | 180  | 350     | 200       | 120 x 100            | 37  | 85  | 18  | 65      | 27               | 30000 | 11000 | 1500 |

| N° ESSAI | N° FOUILLE | Profondeur  | Limite de plasticité (%) | Limite de liquidité (%) |
|----------|------------|-------------|--------------------------|-------------------------|
| 01       | 01         | 2.00 - 2.20 | 29.50                    | 56.89                   |
| 02       | 05         | 2.50 - 2.70 | 18.29                    | 36.52                   |
| 03       | 06         | 2.00 - 2.30 | 21.17                    | 36.94                   |

$$I_c = \frac{W_i - W_n}{I_p}$$

Avec :

$I_p$  : Indice de plasticité ;  $W_n$  : Teneur en eau naturelle ;  $W_i$  : Limite de liquidité

### 1- Propriétés mécaniques

#### a) Résistance au cisaillement :

Un essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande de type non consolidé non drainé (UU) a été effectué sur un échantillon, à la profondeur de 2.50m à 3.00m, nous donne un angle de frottement interne de 16.57° et une cohésion de 0.16 bar.

### 2- Analyses chimiques :

Des analyses chimiques ont été effectuées sur les échantillons de sol prélevés, ces résultats indiquent une agressivité nulle du sol, selon les normes NF P 18 011 du 06/92

### V- Conclusion et recommandation :

Afin de donner un aperçu sur la qualité du sol et les recommandations à prendre pour le calcul de fondations, nous avons exploité les résultats des essais « in situ » au pénétromètre dynamique lourd et les fouilles de reconnaissances réalisés au niveau de l'assiette du projet.

Les essais au pénétromètre dynamique lourd nous ont permis de déterminer la résistance du sol. Les résultats sont homogènes et représentent des résistances moyennes.

D'après l'interprétation des résultats des essais pénétrométriques nous suggérons :

Bloc A, B et C

- Des fondations superficielles radier général ancrées à **-4.20 mètres** de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel, dans tous les cas sous les remblais
- La contrainte admissible du sol à appliquer dans le calcul est de **1.80 bar.**

Bloc D, E et F

- Des fondations superficielles radier général ancrées à **-4.20 mètres** de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel, dans tous les cas sous les remblais
- La contrainte admissible du sol à appliquer dans le calcul est de **1.90 bar.**

Bloc G

- Des fondations superficielles radier général ancrées à **-2.50 mètres** de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel, dans tous les cas
- La contrainte admissible du sol à appliquer dans le calcul est de **1.70 bar**

D'après les analyses chimiques réalisées sur les échantillons récupérés lors de l'ouverture des fouilles de reconnaissances niveau de l'assiette, indiquent une **agressivité nulle** du sol, selon les normes NF P 18 011 du 06/92.

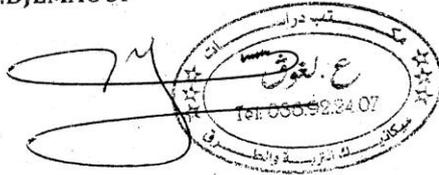
Les travaux de terrassement et l'ouverture des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.

Les parois des fouilles ne sont stables qu'à court terme seulement. Il faut donc procéder au coulage des fondations le plutôt possible après excavation

Aménagement de terrain doit être minutieusement étudié, afin d'éviter les risques de glissement (prévoir des murs de soutènements, accompagnés par un système de drainage adéquat)

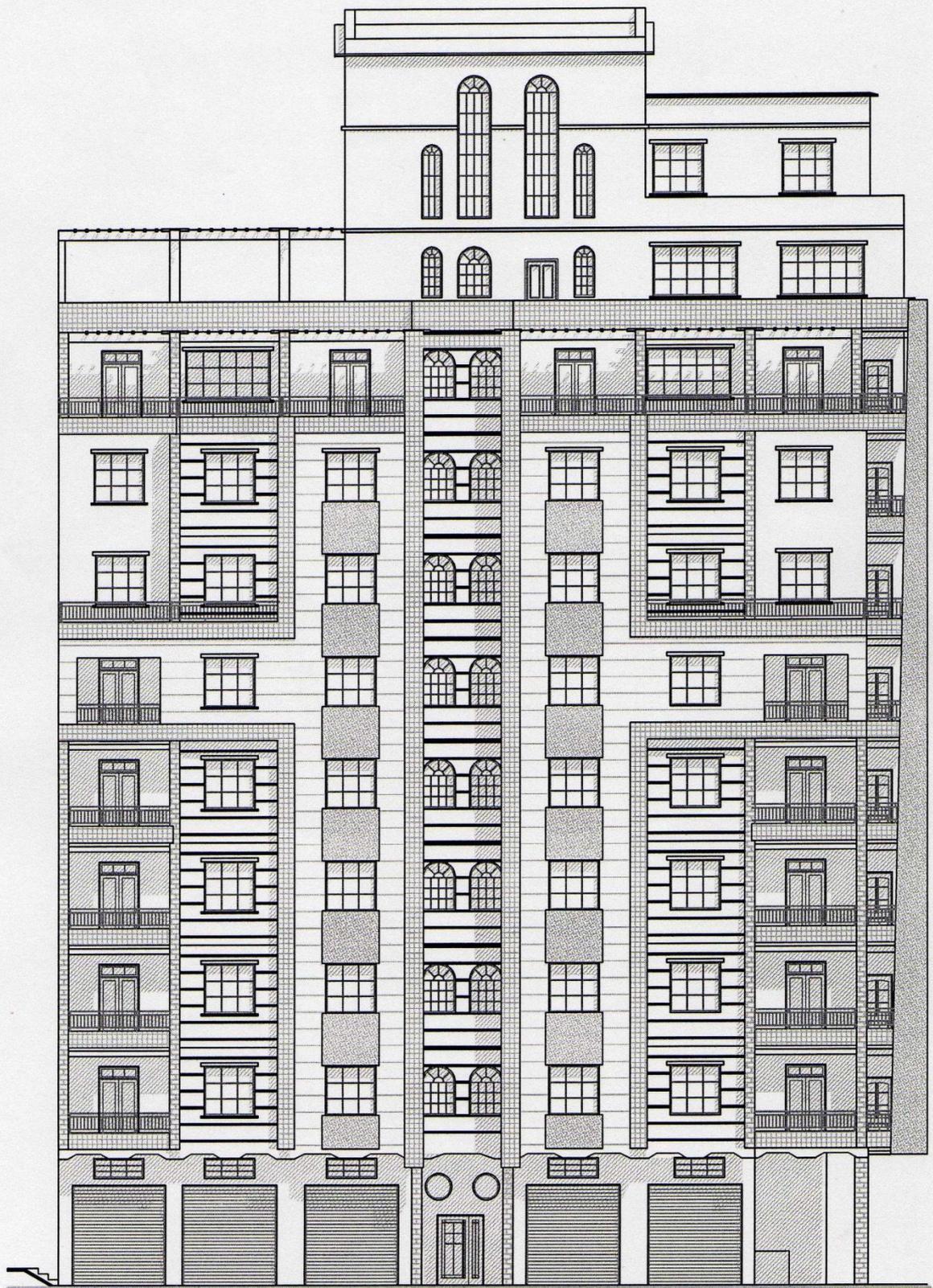
La présence de laboratoire est souhaitable lors des terrassements.

L'ingénieur chargé de l'étude :  
L.DJEMAOU

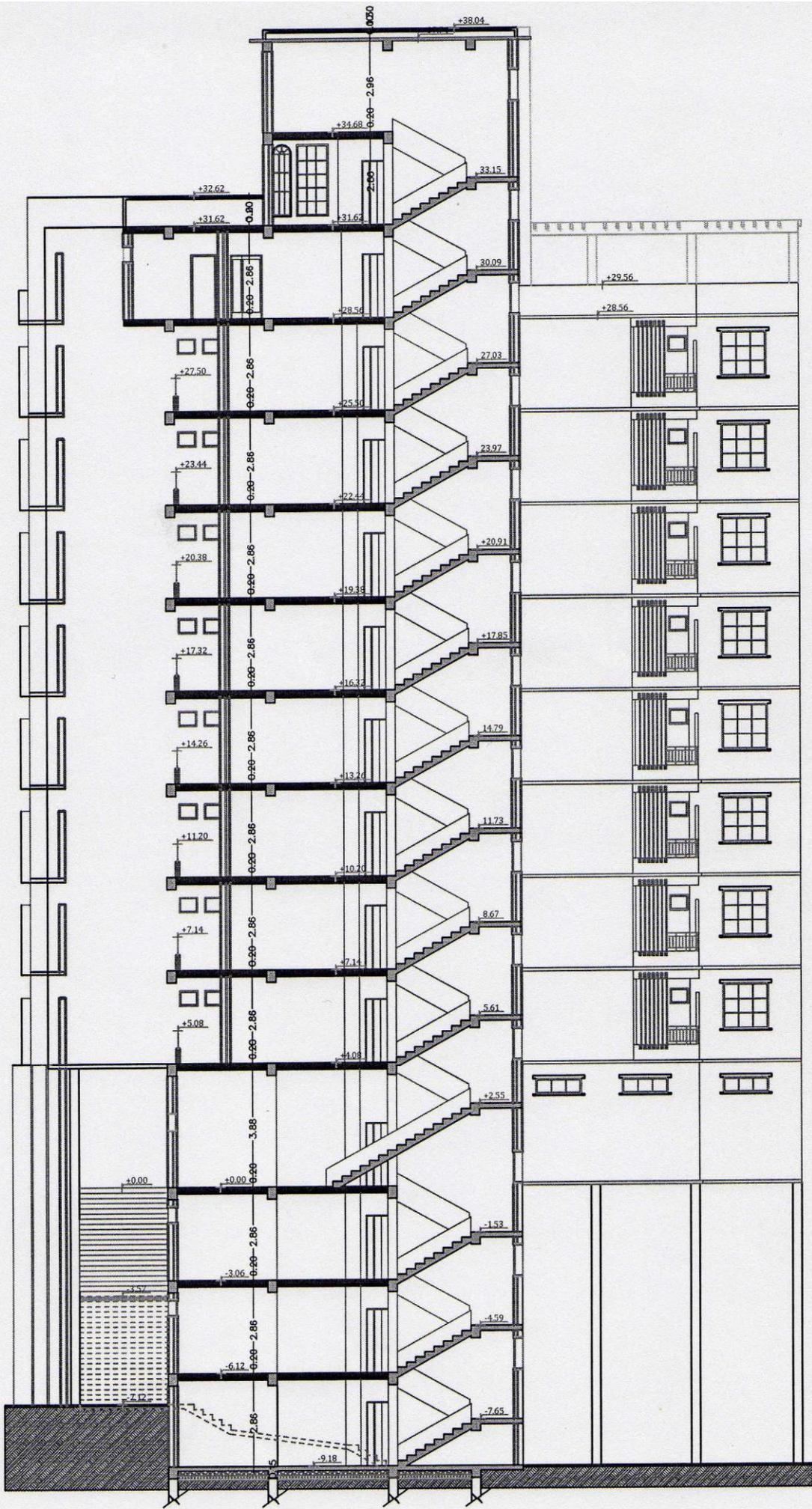


Le chef d'antenne



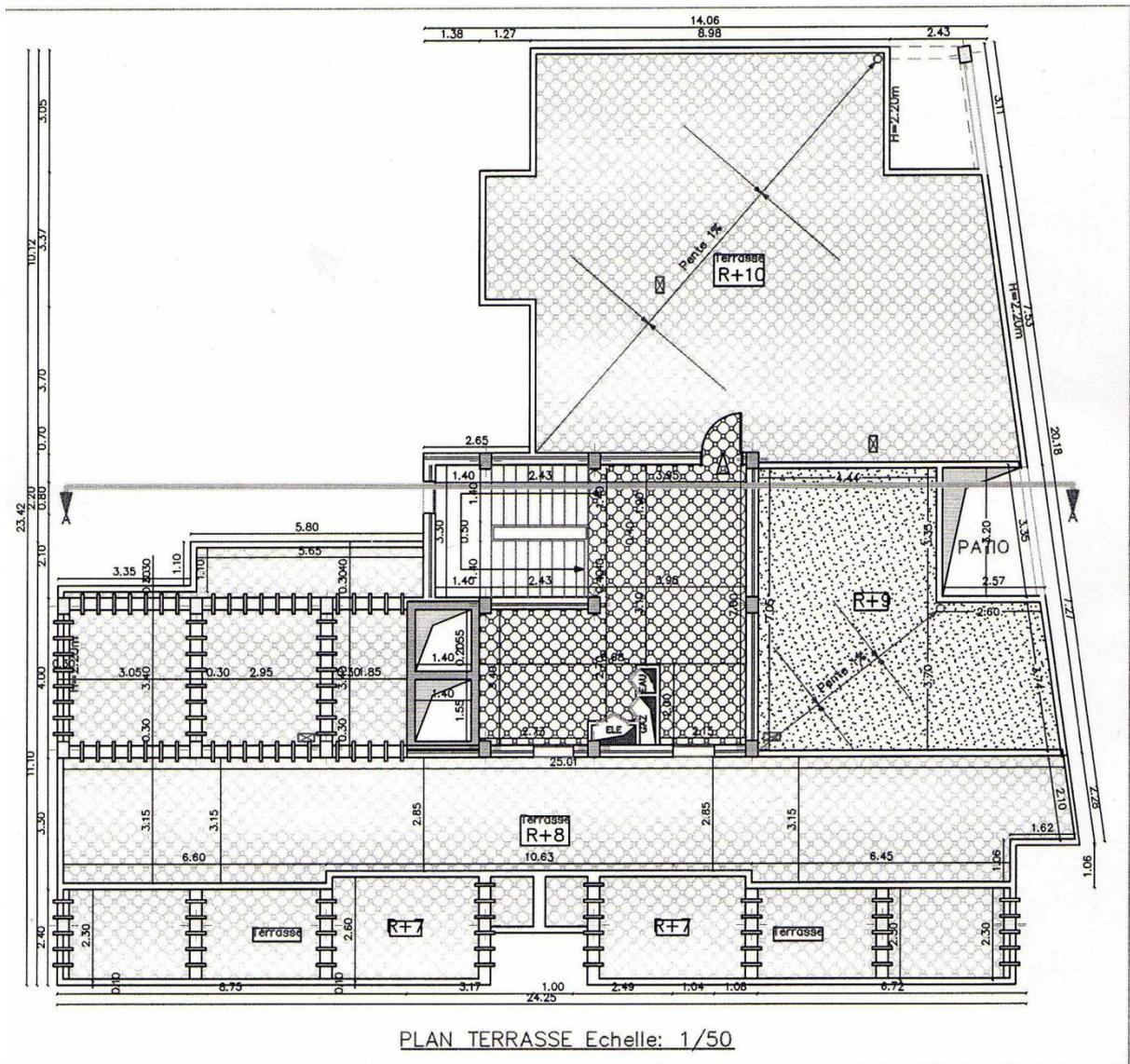


FACADE PRINCIPALE Echelle: 1/100

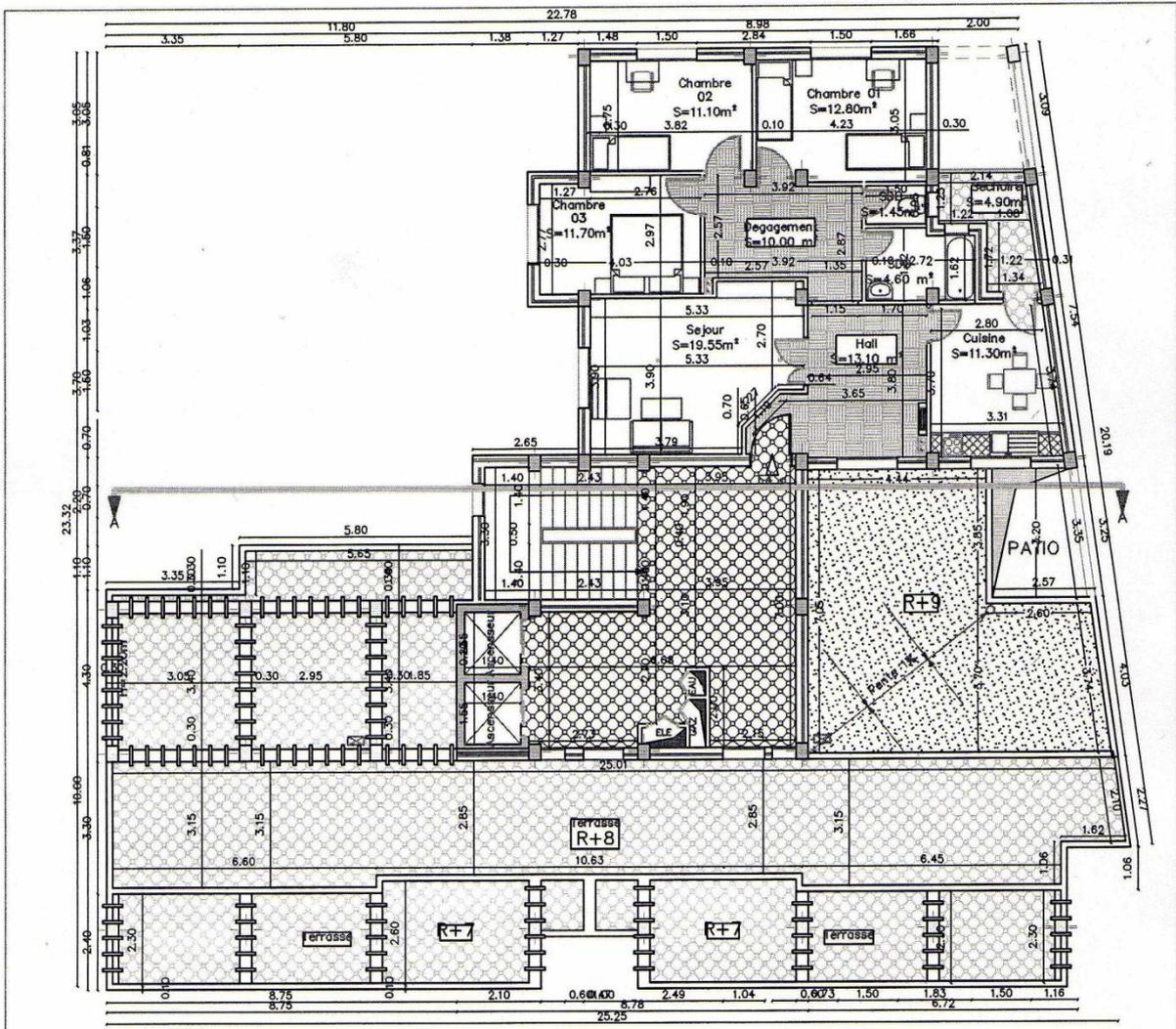


COUPE A-A Echelle: 1/100

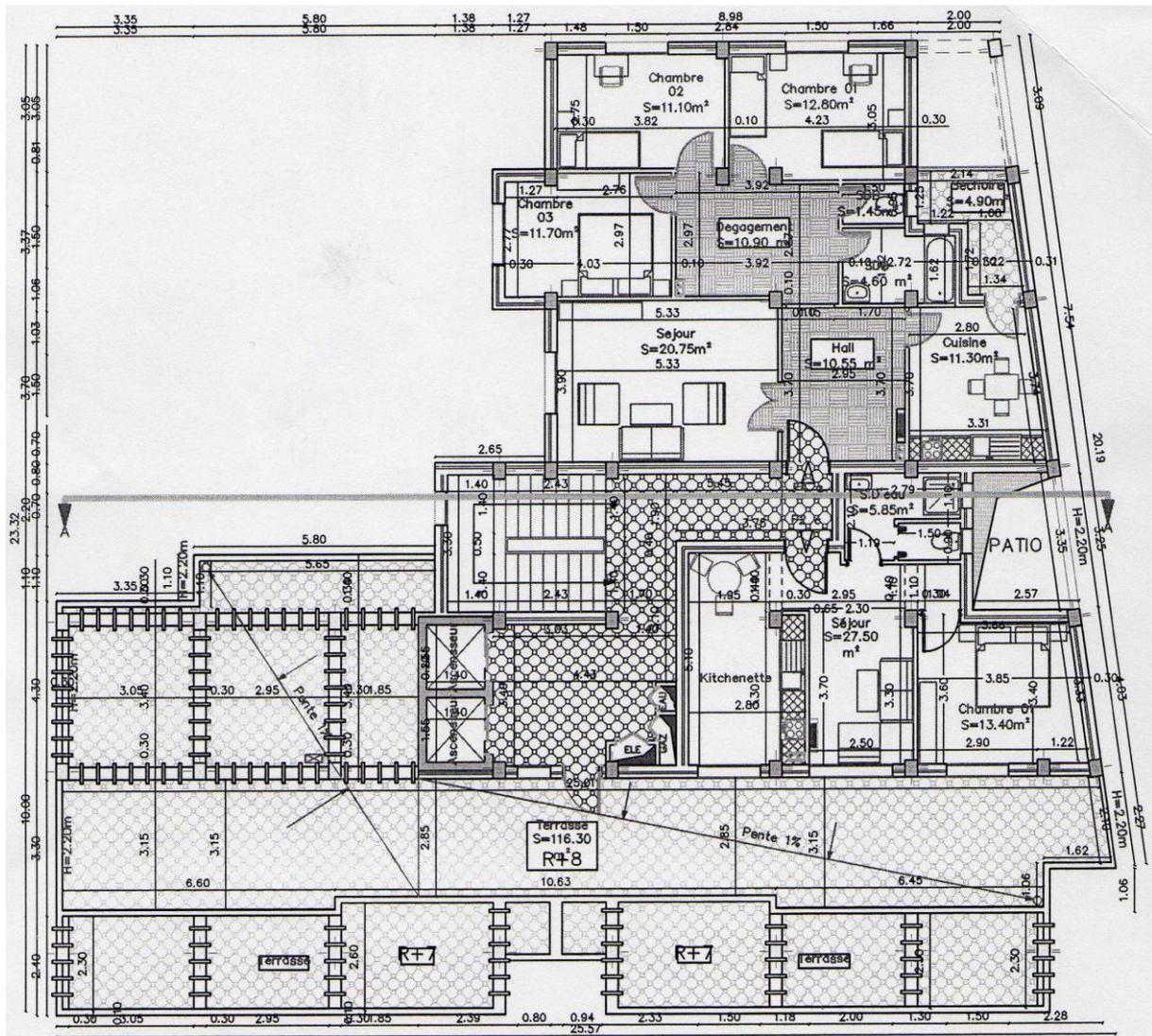




PLAN TERRASSE Echelle: 1/50

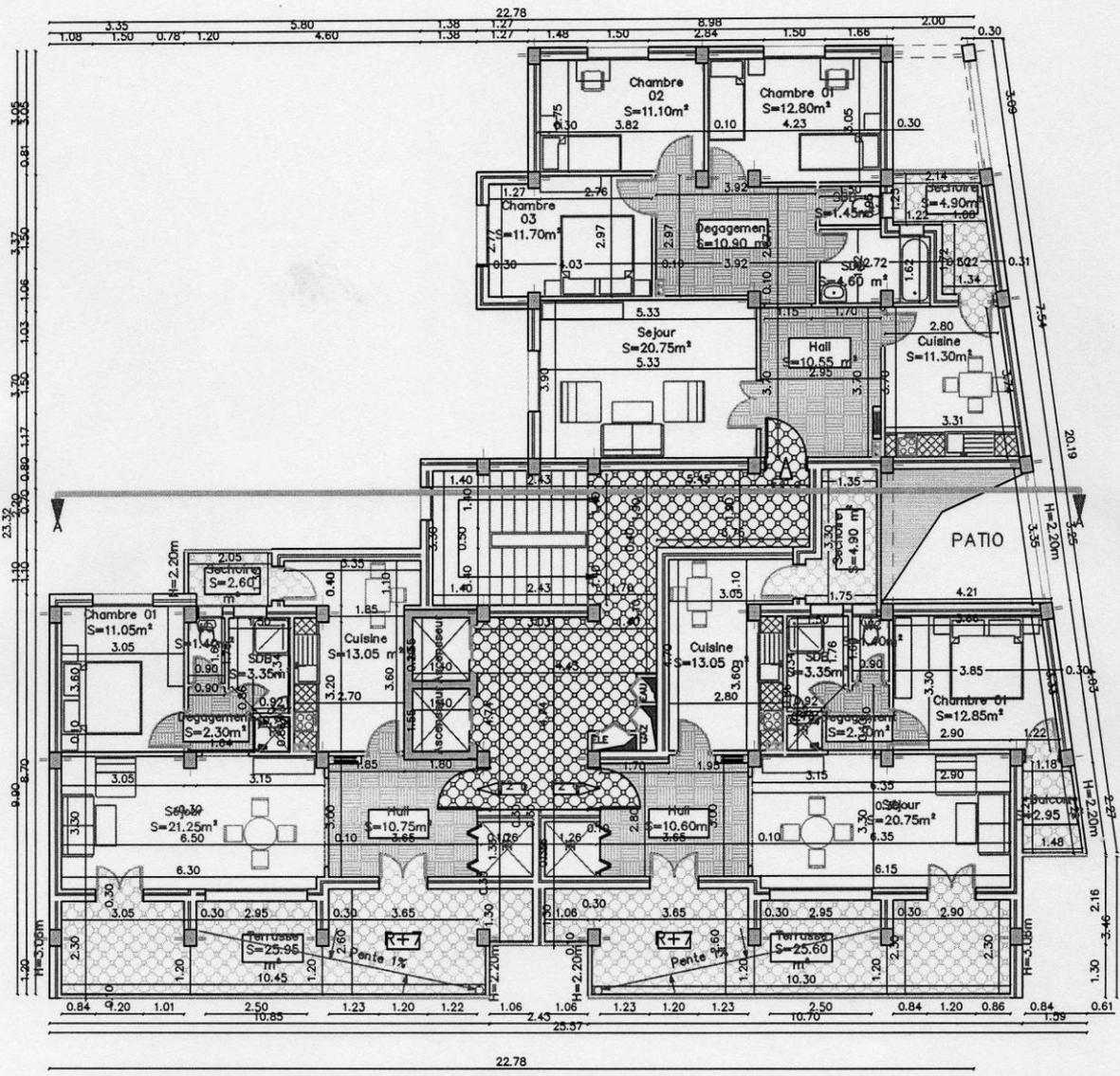


PLAN ETAGE 10 Echelle: 1/50

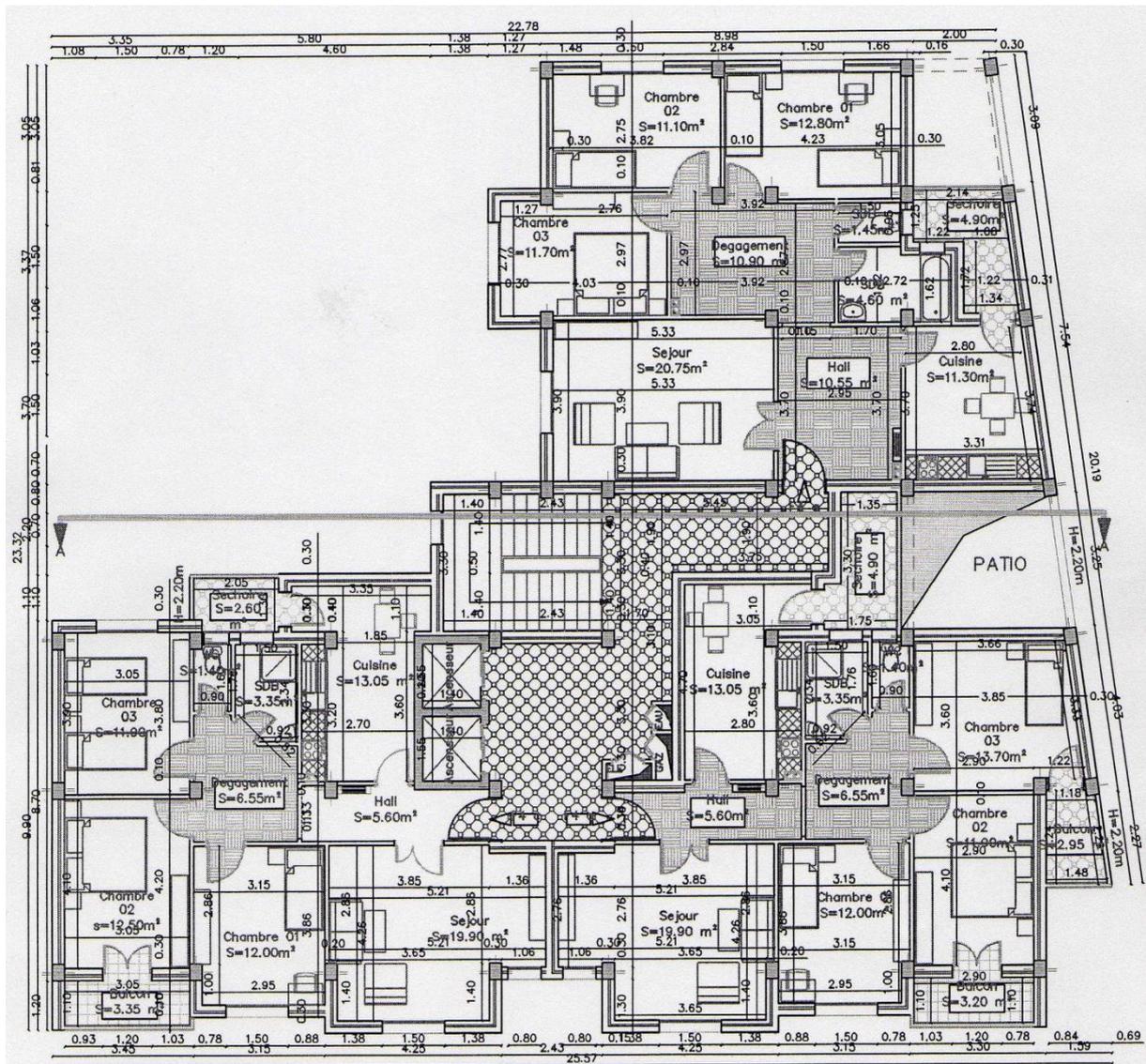


0.29

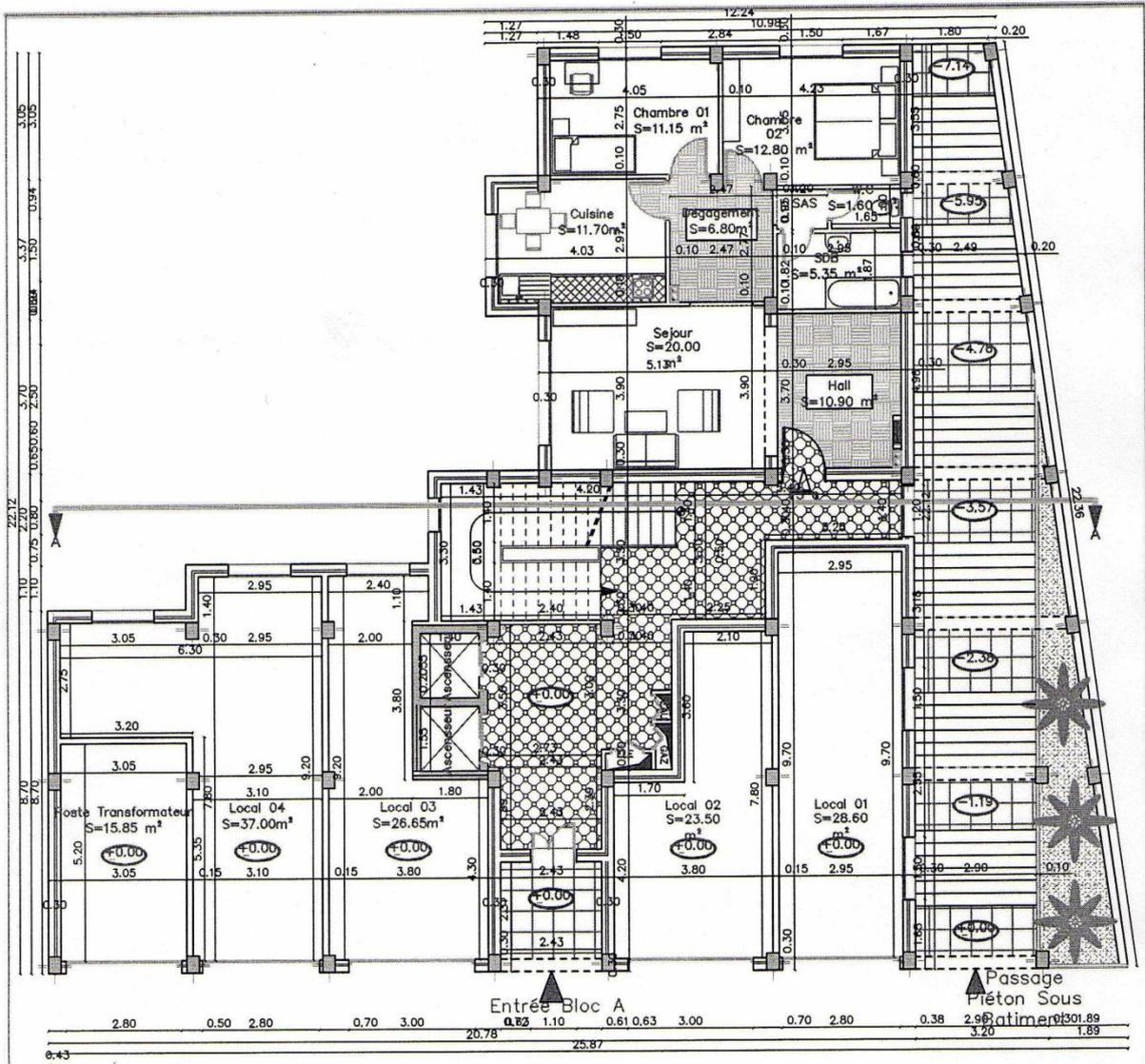
PLAN ETAGE 09 Echelle: 1/50



PLAN ETAGE 08 Echelle: 1/50



PLAN ETAGE COURANT DU 1er AU 7eme ETAGE Echelle: 1/50



PLAN DU REZ DE CHAUSSEE Echelle: 1/50





