

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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



## **Mémoire de Master**

**Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma**

**Faculté des Sciences et de la Technologie**

**Département de : Génie Civil & Hydraulique**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : STRUCTURES**

**Présenté par : GUERGOURI Amir et AMADOU OUMAROU Chapiou**

---

---

**Thème : Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+15**

---

---

**Sous la direction de : Dr.MADI Rafik**

---

**Juin 2017**

---

## DEDICACE

---

*Je dédie ce travail à : Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé  
et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation.*

*A la mémoire de ma grande mère, mes frères et sœurs.*

*A toute ma famille.*

*A toute la Promotion 2017.*

*Que Dieu nous assure le Paradies.*

*Et à tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

*AMADOU OUMAROU Chapiou*

## DEDICACE

---

*J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail à ma grande famille :*

*mes parents, mes frères et sœurs.*

*Et aussi à ma petite famille :*

*ma femme et mes enfants.*

*Et je suis très heureux de dédier ce modeste travail spécialement à ma mère qui a fait*

*beaucoup de sacrifices pour que j'arrive à ce point.*

**GUERGOURI Amir**

## REMERCIEMENTS

---

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et profonde gratitude à notre encadreur **Dr. MADI Rafik**, qui à travers la proposition de ce thème de fin d'études, a su nous accompagner tout au long du déroulement des travaux en nous prêtant une écoute attentive et un soutien sans faille malgré ses charges pédagogiques et professionnelles.

Nos vifs remerciements vont également à tous les enseignants, pour l'aide, l'encouragement et les moyens didactiques qu'ils ont mis à notre disposition pour mener à terme notre travail.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

## ملخص

---

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لبرج مكون من طابق ارضي وخمسة عشرة طابقا علويا.

اشتملت الدراسة على أربعة محاور:

-**المحور الأول:** تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع والبنائية، مع إعطاء الإبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصر المكونة لها.

-**المحور الثاني:** دراسة الأجزاء الثانوية من البناية(المدارج و البلاطات المفرغة و المملوءة).

-**المحور الثالث:** الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج:

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

الذين يزودانا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية، مع الاخذ بعين الاعتبار كل توصيات

القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل: RPA 99 / version 2003

- **المحور الرابع:** يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، العارضات، الأساسات) اعتمادا على:

RPA 99 / version 2003، BAEL 91 révisée 99

**الكلمات المفتاحية:** البرج، الخرسانة المسلحة، تصميم، القواعد الزلزالية الجزائرية.

## RESUME

---

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué d'un RDC et 15 étages, implanté dans la wilaya d'Annaba.

-**La première partie** c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

**La deuxième partie** a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 et afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

-**La dernière partie** comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutre) Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003. ).

**Mots clés :** Tour, béton armé, modélisation, règles parasismique algériennes.

## ABSTRACT

---

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building multi-use consists of a ground floor +15 floors implimented in the city of Annaba.

This study consists of four parts.

**The first part:** a general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the pre-dimensioning structure and finally the descent of the load.

- **The second part:** was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall).

The dynamic study of the structure: was begun in the third part determined by Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

-**The last part:** includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns and beams). Taking into account the recommendations of BAEL91, modifiée99 Algerian seismic regulations and RPA 99 / version 2003.

-**Keywords:** Tower, concrete, modelization, Algerian anti-seimic rules.

| <b>Sommaire</b>  | Page  |
|--|-------|
| Dédicace   | I     |
| Dédicace   | II    |
| Remerciement   | III   |
| ملخص   | IV    |
| Résumé   | V     |
| Abstract   | VI    |
| Sommaire   | VII   |
| Liste de figure  | XII   |
| Liste de tableau   | XXII  |
| Liste des notations  | XXVII |
| Introduction générale  | 1     |
| <b>CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux</b>   |       |
| I. Historique  | 2     |
| II. Présentation de l'ouvrage  | 3     |
| II. 1. Caractéristiques géométriques   | 3     |
| II. 1.1. Ossature et système constructif adopté                                  | 8     |
| II.1.2. Données du site  | 8     |
| II.1.3. Hypothèses de calcul   | 9     |
| III. Caractéristiques mécaniques des matériaux                                   | 9     |
| III.1. Le béton  | 9     |
| III.2. Principaux caractéristiques et avantages du béton                         | 9     |
| III.3. Les matériaux composants le béton   | 10    |
| III.4. Dosage du béton   | 11    |
| III.5. Résistances mécaniques du béton   | 11    |
| III.6. Méthode de calcul   | 12    |
| III.7. Déformation et contrainte de calcul                                       | 12    |
| III.8. Contrainte ultime de cisaillement   | 14    |
| III.9. Module de déformation longitudinale du béton                              | 14    |
| III.10. Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\varepsilon\%)$ | 16    |
| III.11. Contrainte limite de traction des armatures                              | 17    |



|  |    |
|--|----|
| IV. Etats limites  | 18 |
| IV.1. ELU  | 18 |
| IV.2. Hypothèse de calcul  | 18 |
| IV.3. Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99.p83) :                      | 19 |
| IV.4. ELS  | 20 |
| <b>CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges</b> |    |
| I. Introduction  | 22 |
| II. Pré-dimensionnement des planchers  | 22 |
| II.1. Planchers avec hourdis et corps creux                                  | 22 |
| II.2. Plancher en dalle pleine   | 24 |
| III. Pré dimensionnement des poutres   | 25 |
| IV. Pré dimensionnement des voiles   | 27 |
| IV.1. Différents éléments de contreventement                                 | 28 |
| V. Pré dimensionnement des escaliers   | 31 |
| V.1. Définition  | 31 |
| V.2. Terminologie  | 31 |
| V.3. Caractéristiques techniques   | 32 |
| VI. Descente des charges   | 34 |
| VI.1. Introduction   | 34 |
| VI.2. Les planchers  | 34 |
| VI.3. Mur extérieur (double cloison)   | 36 |
| VI.4. Murs intérieurs (simple cloison)                                       | 37 |
| VI.5. L'acrotère   | 38 |
| VI.6. Les balcons : Nos balcons sont en dalle pleine                         | 40 |
| VI.7. L'escalier   | 40 |
| VII. Pré dimensionnement des Poteaux   | 41 |
| VII.1. Les étapes de pré dimensionnement                                     | 41 |
| VII.2. pré dimensionnement du poteau rectangulaire le plus sollicité         | 44 |
| VII.3. Choix du poteau rectangulaire le plus sollicité après vérification    | 48 |
| VII.4. Descente des charges  | 50 |
| VII.5. Pré dimensionnement du poteau circulaire le plus sollicité            | 59 |
| <b>CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires</b>                         |    |

|  |     |
|--|-----|
| I. Introduction  | 63  |
| II. Calcul des éléments non structuraux (secondaires)  | 63  |
| II.1. Etude de l'acrotère  | 63  |
| II.2. Etude d'escalier   | 67  |
| II.3. Etude de la poutre palière   | 73  |
| II.4. La dalle flottante   | 78  |
| II.5. Etude des balcons  | 79  |
| II.6. Etude de la dalle machine  | 83  |
| II .7. L'ascenseur   | 89  |
| II.8. Calcul des planchers   | 94  |
| <b>CHAPITRE IV : Etude sismique de la structure</b>  |     |
| I. Introduction  | 110 |
| II. Choix de la méthode de calcul  | 110 |
| III. Evaluation de l'action sismique selon la méthode statique équivalente                   | 111 |
| IV. Règlement parasismique algérien  | 112 |
| IV.1. Valeur de l'effort sismique global   | 113 |
| IV.2. Classification de site   | 114 |
| IV.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse                                     | 114 |
| IV.4. Combinaisons d'actions   | 118 |
| V. Présentation sommaire du logiciel utilisé   | 118 |
| V.1. Modélisation  | 119 |
| V.2. Modélisation de la structure  | 119 |
| V.3. Vue tridimensionnel de l'ouvrage  | 120 |
| V.4. Les charges à considérées   | 121 |
| V.5. Nombre de mode à considérer   | 126 |
| VI. Les différentes vérifications  | 135 |
| VI.1. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente | 135 |
| VI.2. Vérification de déplacement  | 135 |
| VI.3. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$   | 141 |
| VI.4. Vérification de L'excentricité accidentelle  | 143 |
| VI.5. Vérification de l'ouvrage vis-à-vis du risque de renversement                          | 144 |

| <b>CHAPITRE V : Etude de vent</b>  |     |
|--|-----|
| I. Introduction  | 147 |
| II. L'action du Vent   | 147 |
| III. Application du "D.T.R. C 2-4.7" (R.N.V. 1999)                           | 148 |
| III.1. La vérification de la stabilité d'ensemble                            | 148 |
| III.2. Détermination du coefficient dynamique Cd                             | 149 |
| III.3. Détermination de la pression dynamique du vent $q_{dyn}$              | 150 |
| IV. Conclusion   | 164 |
| <b>CHAPITRE VI : Etude des éléments structuraux</b>                          |     |
| I. Introduction  | 165 |
| II. Etude de ferrailage des poteaux  | 165 |
| II.1. Conditions sur les armatures longitudinales des poteaux                | 166 |
| II.2. Calcul des armatures transversales selon le RPA/2003                   | 170 |
| II.3. Combinaisons spécifiques de calcul                                     | 173 |
| II.4. Schéma de ferrailage des poteaux                                       | 177 |
| III. Etude du ferrailage des poutres   | 182 |
| III.1. Définition  | 182 |
| III.2. Méthode de calcul des poutres   | 184 |
| III.3. Schéma de ferrailage des poutres                                      | 200 |
| V. Ferrailage des voiles   | 209 |
| IV.1. Introduction   | 209 |
| VI.2. Conception et calcul des murs en béton armé selon le DTR B-C 2.42      | 110 |
| IV.2.1. Domaine d'application  | 110 |
| IV.2.2. Nuance des armatures   | 110 |
| IV.2.3. Murs en béton armé   | 211 |
| VI.3. Exemple du schéma de ferrailage des voiles                             | 225 |
| <b>CHAPITRE VII : Etude des fondations</b>                                   |     |
| I. Introduction  | 226 |
| I.1. Types de fondations   | 226 |
| I.2. Divers types de fondations superficielles                               | 226 |
| II. Comportement des fondations lors des séismes.                            | 229 |
| II.1. Comportement vibratoire de l'interaction sol-structure                 | 229 |
| II.2. Importance des ondes longitudinales sur le comportement des fondations | 229 |

|  |     |
|--|-----|
| II.3. Principales causes des ruptures sismiques des fondations | 230 |
| II.4. Capacité portante des sols sous excitation sismique      | 230 |
| II.5. Sollicitations due aux séismes                           | 232 |
| III. Rappels sur la reconnaissance des sols                    | 232 |
| III.1. Essais en laboratoire                                   | 233 |
| III.2. Essais in Situ  | 233 |
| IV. Catégories et critères de classification des sols          | 239 |
| V. Contrainte admissible du sol                                | 241 |
| VI. Déterminations du type de fondation                        | 241 |
| VI.1. Calcul de la semelle isolée                              | 242 |
| VI.2. Commentaire sur le choix de fondation                    | 245 |
| VII. Etude du radier général                                   | 245 |
| VII.1. Pré dimensionnement du radier général                   | 245 |
| VII.2. Ferrailage du radier                                    | 251 |
| Conclusion générale  | 263 |
| <b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>                             | 264 |

## LISTE DES FIGURES

Page

|  |    |
|--|----|
| Figure I-1 : Vue en plan niveaux RDC de la structure.                                  | 4  |
| Figure I-2 : Vue en plan niveaux étage courant de la structure.                        | 5  |
| Figure I-3 : Vue en plan niveaux terrasse de la structure                              | 6  |
| Figure I-4 : Vue en plan façade de la structure.                                       | 7  |
| Figure I-5 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.       | 12 |
| Figure I-6 : Diagramme rectangulaire simplifié.  | 14 |
| Figure I-7 : Diagramme contrainte déformation d'acier                                  | 17 |
| Figure I-8 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivot. | 19 |
| Figure II-1 : Coupe verticale du plancher en corps creux.                              | 23 |
| Figure II-2 : Section de la poutrelle.   | 24 |
| Figure II-3 : Exemples de contreventements plans.                                      | 28 |
| Figure II-4 : Bâtiment d'habitation  | 29 |
| Figure II-5 : Contreventement par noyau et façade.                                     | 29 |
| Figure II-6 : Section réduite du voile   | 30 |
| Figure II-7 : Schéma d'escalier  | 32 |
| Figure II-8 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.                        | 35 |
| Figure II-9 : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.                       | 35 |
| Figure II-10 : Coupe plancher étage courant  | 36 |

|  |    |
|--|----|
| Figure II-11 : Mur extérieur   | 37 |
| Figure II-12 : Mur simple cloison.   | 37 |
| Figure II-13 : Schéma d'un acrotère bas.   | 38 |
| Figure II-14 : Ferrailage d'un acrotère haut.  | 39 |
| Figure II-15 : Acrotère.   | 39 |
| Figure II-16 : Représentation du poteau de rive le plus sollicité.                           | 44 |
| Figure II-17 : Représentation du poteau le plus sollicité                                    | 46 |
| Figure II-18 : Représentation du poteau le plus sollicité après vérification.                | 48 |
| Figure II-19 : Représentation du poteau circulaire le plus sollicité de l'entrée de la Tour. | 58 |
| Figure III-1 : Dimensions d'un acrotère.   | 64 |
| Figure III-2 : Schéma de ferrailage de type 01 de l'acrotère                                 | 67 |
| Figure III-3 : Schéma d'escalier.  | 67 |
| Figure III-4 : Schéma de l'escalier.   | 68 |
| Figure III-5 : Ferrailage de l'escalier.   | 73 |
| Figure III-6 : Schéma de dalle flottante sur terre-plein.                                    | 78 |
| Figure III-7 : Schéma du balcon étudié.  | 79 |
| Figure III-8 : Schéma statique du balcon.  | 80 |
| Figure III-9 : Schéma de ferrailage du balcon.   | 82 |
| Figure III-10 : Schéma de la dalle machine.  | 83 |
| Figure III-11 : Ferrailage de la dalle machine.  | 89 |

|  |     |
|--|-----|
| Figure III-12 : Schéma d'un ascenseur mécanique.   | 90  |
| Figure III-13 : Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine         | 93  |
| Figure III-14 : Plan de coffrage de niveau +3,40.  | 94  |
| Figure III-15 : Plan de coffrage de niveau d'étage courant                                   | 95  |
| Figure III-16 : Plan de coffrage de niveau terrasse  | 95  |
| Figure III-17 : Représentation de la méthode des trois moments.                              | 98  |
| Figure III-18 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 3 terrasse accessible | 102 |
| Figure III-19 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type 3 terrasse accessible | 104 |
| Figure III-20 : Disposition des armatures dans la poutrelle type 2 (appuis)                  | 108 |
| Figure III-21 : Disposition des armatures dans la poutrelle type 2 (travée)                  | 108 |
| Figure III-22 : Disposition constructive de l'armature de la dalle de compression.           | 109 |
| Figure IV-1 : Simulation statique de l'action sismique sur une construction.                 | 111 |
| Figure IV-2 : Limites des décrochements en plan.   | 116 |
| Figure IV-3 : Les différents types de structures.  | 119 |
| Figure IV-4 : Modélisation tridimensionnelle de la tour.                                     | 121 |
| Figure IV-5 : La 1 <sup>ère</sup> disposition des murs voiles et poteaux (RDC + 15 étages)   | 123 |
| Figure IV-6 : La 2 <sup>ème</sup> disposition des murs voiles et poteaux (RDC + 15étages)    | 124 |
| Figure IV-7 : La 3 <sup>ème</sup> disposition des murs voiles et poteaux (voile20)           | 125 |
| Figure IV-8 : La 4 <sup>ème</sup> disposition des murs voiles et poteaux (voile20)           | 126 |
| Figure IV-9 : Spectre de réponse   | 128 |

|   |     |
|---|-----|
| Figure IV-10 : 1 <sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y, sens x (résultats de Robot 2010).  | 129 |
| Figure IV-11 : 2 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y, sens y (résultats de Robot 2010). | 130 |
| Figure IV-12 : 3 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques, rotation, plan X-Y (résultats de Robot 2010).      | 131 |
| Figure IV-13 : 1 <sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z (résultats de Robot 2010).                 | 132 |
| Figure IV-14 : 2 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : Y-Z (résultats de Robot 2010).                | 133 |
| Figure IV-15 : 3 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de robot 2010)                  | 134 |
| Figure IV-16 : Evaluation des effets du second ordre.   | 142 |
| Figure IV-17 : Vérification du renversement.  | 145 |
| Figure V-1: Action du vent.   | 147 |
| Figure V-2 : Répartition de la pression dynamique.  | 150 |
| Figure V-3 : Répartition de $Z_j$ .   | 151 |
| Figure V-4 : Légende pour les parois verticales.  | 153 |
| Figure V-5: Legend pour les toitures plates.  | 153 |
| Figure V-6 : Répartition des pressions sur les parois verticales-Direction du vent V1.  | 154 |
| Figure V-7 : Vue en plan et vue en élévation, sens XZ   | 155 |
| Figure V-8 : Répartition de $C_{pe}$ sur les parois horizontales Direction du vent V2.  | 155 |
| Figure V-9 : Vue en plan et vue en élévation, sens XY.  | 156 |
| Figure V-10 : Répartition de $C_{pe}$ sur les parois verticales - Direction du vent V1.   | 156 |
| Figure V-11 : Répartition de $C_{pe}$ sur les parois verticales - Direction du vent V <sub>1</sub> .  | 157 |



|   |     |
|---|-----|
| Figure V-12 : Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour $b = 37,13$ m. | 158 |
| Figure V-13 : Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour $b = 34,65$ m. | 158 |
| Figure V-14 : Force résultante R.   | 162 |
| Figure VI.1 - Poussée au vide dû aux crochets des armatures.  | 166 |
| Figure.VI.2 - Jonction par recouvrement des aciers dans les poteaux.  | 167 |
| Figure VI.3 - Lois de comportements du béton confiné et non confiné.  | 169 |
| Figure VI.4 - Détermination de la zone nodale selon le RPA/2003.  | 169 |
| Figure VI.5- Dispositions des cadres dans les poteaux.  | 172 |
| Figure VI.6- Rupture des ancrages des étriers, dont les crochets n'avaient qu'un angle de $90^\circ$ (Izmit, Turquie, 1999).  | 172 |
| Figure VI.7 : Crochet des barres horizontales.  | 175 |
| Figure VI.8 : Coupe de Ferrailage des poteaux $90 \times 90 \text{ cm}^2$   | 177 |
| Figure VI-9 : Coupe de Ferrailage des poteaux $80 \times 80 \text{ cm}^2$   | 177 |
| Figure VI-10 : Coupe de Ferrailage des poteaux $70 \times 70 \text{ cm}^2$  | 178 |
| Figure VI-11 : Coupe de Ferrailage des poteaux $65 \times 65 \text{ cm}^2$  | 178 |
| Figure VI-12 : Coupe de Ferrailage des poteaux $60 \times 60 \text{ cm}^2$  | 179 |
| Figure VI-13 : Coupe de Ferrailage des poteaux $45 \times 45 \text{ cm}^2$  | 179 |
| Figure VI-14 : Coupe de Ferrailage des poteaux $30 \times 30 \text{ cm}^2$  | 180 |
| Figure VI-15 : Coupe de Ferrailage des poteaux $30 \times 30 \text{ cm}^2$ (terrasse)   | 180 |
| Figure VI-16 : Coupe de ferrailage des poteaux circulaires $D = 50\text{cm}$ de niveau RDC.                                   | 181 |
| Figure VI-17 : Recouvrement des aciers dans les poutres.  | 182 |

|  |     |
|--|-----|
| Figure VI-18 : Détail d'un cours d'armatures transversales dans la zone nodale.  | 183 |
| Figure VI-19 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau.  | 184 |
| Figure VI-20 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée de 1 <sup>ème</sup> étage et RDC. (Combinaison ELU).   | 189 |
| Figure VI-21 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau appuis de 1 <sup>ème</sup> étage et RDC. (Combinaison 0.8G+EX).   | 189 |
| Figure VI-22 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau travée de 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> et de 4 <sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU).                                    | 190 |
| Figure VI-23 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau appuis de 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> et de 4 <sup>ème</sup> étage (Combinaison 0.8G+EX).                                | 190 |
| Figure VI-24 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau travée de 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> et de 7 <sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU).                                    | 190 |
| Figure VI-25 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau appuis de 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> et de 7 <sup>ème</sup> étage (Combinaison 0.8G+EX).                                | 191 |
| Figure VI-26 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau travée de 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> et de 10 <sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU).                                   | 191 |
| Figure VI-27 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau appuis de 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> et de 10 <sup>ème</sup> étage (Combinaison 0.8G+EX).                               | 191 |
| Figure VI-28 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau travée de 11 <sup>ème</sup> et 12 <sup>ème</sup> et 13 <sup>ème</sup> (Combinaison ELU).  | 192 |
| Figure VI-29 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau appuis de 11 <sup>ème</sup> et 12 <sup>ème</sup> et 13 <sup>ème</sup> (Combinaison G+Q+EX).                                       | 192 |
| Figure VI-30 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau travée de 14 <sup>ème</sup> et 15 <sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU).   | 192 |
| Figure VI-31 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau de 14 <sup>ème</sup> et 15 <sup>ème</sup> étage (Combinaison G+Q+EX).   | 193 |
| Figure VI- 32 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée et appuis de RDC. (Combinaison ELU).  | 194 |
| Figure VI- 33 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de travée et appuis RDC. (Combinaison 0.8G+EY).  | 194 |
| Figure VI-34 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée et appuis de 1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU).     | 194 |
| Figure VI-35 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée et appuis de 1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage (Combinaison 0.8G+EY). | 195 |

|  |     |
|--|-----|
| Figure VI-36 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée et appuis de 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU).               | 195 |
| Figure VI-37 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée et appuis de 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> et étage et 7 <sup>ème</sup> étage (Combinaison 0.8G+EY). | 196 |
| Figure VI-38 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée et appuis de 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et de 10 <sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU).          | 196 |
| Figure VI-39 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de travée et appuis de 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage (Combinaison 0.8G+EY).            | 196 |
| Figure VI-40 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée et appuis de 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> et de 13 <sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU)         | 197 |
| Figure VI-41 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de travée et appuis de 11 <sup>ème</sup> , 12 <sup>ème</sup> et 13 <sup>ème</sup> étage (Combinaison 0.8G+EX).          | 197 |
| Figure VI-42 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée et appuis de 14 <sup>ème</sup> et 15 <sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU)                                | 197 |
| Figure VI-43 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de travée et appuis de 14 <sup>ème</sup> et 15 <sup>ème</sup> étage (Combinaison 0.8G+EX).                              | 198 |
| Figure VI-44 : Diagramme des moments des poutres noyées au niveau de travée et appuis de (Combinaison ELU et 0.8G+EX)  | 199 |
| Figure VI-45 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis et travée de niveaux terrasse.  | 200 |
| Figure VI-46 : Ferrailage des poutres principales au niveau de travée de 14 <sup>ème</sup> et 15 <sup>ème</sup> étage.   | 200 |
| Figure VI-47 : Ferrailage des poutres principales au niveau de travée de 8 <sup>ème</sup> à 13 <sup>ème</sup> étage.   | 201 |
| Figure VI-48 : Ferrailage des poutres principales au niveau de travée de 2 <sup>ème</sup> à 7 <sup>ème</sup> étage.  | 201 |
| Figure VI-49 : Ferrailage des poutres principales au niveau de travée de RDC et 1 <sup>ème</sup> étage.  | 202 |
| Figure VI-50 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis de 14 <sup>ème</sup> et 15 <sup>ème</sup> étage.  | 202 |
| Figure VI-51 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis de 8 <sup>ème</sup> à 13 <sup>ème</sup> étage.  | 203 |
| Figure VI-52 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis de 2 <sup>ème</sup> à 7 <sup>ème</sup> étage.   | 203 |
| Figure VI-53 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis de RDC et 1 <sup>ème</sup> étage.   | 204 |

|   |     |
|---|-----|
| Figure VI-54 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau travée et appuis de niveaux   | 204 |
| Figure VI-55 : Ferrailage des poutres secondaires en travée de niveaux 8 <sup>ème</sup> à 15 <sup>ème</sup> étage.  | 205 |
| Figure VI-56 : Ferrailage des poutres secondaires en travée de niveaux 5 <sup>ème</sup> à 7 <sup>ème</sup> étage  | 205 |
| Figure VI-57 : Ferrailage des poutres secondaires en travée de niveaux 1 <sup>ème</sup> à 4 <sup>ème</sup> étage  | 206 |
| Figure VI-58 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis de niveaux 14 <sup>ème</sup> et 15 <sup>ème</sup> étage.                                   | 206 |
| Figure VI-59 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis de niveaux 8 <sup>ème</sup> à 13 <sup>ème</sup> étage.                                     | 207 |
| Figure VI-60 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis de niveaux 5 <sup>ème</sup> à 7 <sup>ème</sup> étage.                                      | 207 |
| Figure VI-61 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis de niveaux 1 <sup>ème</sup> à 4 <sup>ème</sup> étage.                                      | 208 |
| Figure VI-62 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et en travée de RDC.   | 208 |
| Figure VI-63 : Ferrailage des poutres noyées.   | 209 |
| Figure VI-64 : Bâtiment avec voiles en BA, très bonne résistance à l'action sismique.   | 209 |
| Figure VI-65 : Refends de forme profilée.   | 210 |
| Figure VI-66 : Murs d'appui de 2 travées solidaires   | 212 |
| Figure VI-67 : Dimensions des poteaux.  | 213 |
| Figure VI-68 : Dispositions des armatures horizontales.   | 214 |
| Figure VI-69 : Disposition des armatures dans les voiles.   | 217 |
| Figure VI-70 : Coupe horizontale du ferrailage du voile transversal $V_{t1}$ sans ouverture du 13 <sup>ème</sup> , 14 <sup>ème</sup> , 15 <sup>ème</sup> étage. | 225 |
| Figure VI-71 : Coupe horizontale du ferrailage du voile longitudinal avec ouverture VL2.  | 225 |
| Figure VII.1 : Semelle isolée rectangulaire.  | 227 |

|  |     |
|--|-----|
| Figure VII.2 : Semelle filante   | 227 |
| Figure VII.3 : Radier général.   | 228 |
| Figure VII.4 : Comportement des fondations lors d'un séisme.   | 229 |
| Figure VII.5 : Rupture par cisaillement d'un remblai.  | 229 |
| Figure VII.6 : Essais CAMUS IV : a) Modèle de structure, b) Mise en place de la fondation.                 | 231 |
| Figure VII.7 : Exemple de coupe de sondage géologique.   | 234 |
| Figure VII.8 : Principe de la prospection électrique.  | 235 |
| Figure VII.9 : Schéma de principe du pénétromètre statique.  | 236 |
| Figure VII.10 : Photo d'un pressiomètre en activité.   | 237 |
| Figure VII.11 : Photo d'un standard pénétration test (SPT).  | 237 |
| Figure VII.12 : Schéma de principe de l'essai au scissomètre.  | 238 |
| Figure VII.13 : Matériel d'essai à la plaque.  | 238 |
| Figure VII.14 : Diagramme des contraintes du sol agissant sur les semelles isolées                         | 242 |
| Figure VII.15 : exemple de coupe 1-1 de ferrailage de semelle isolée centrée avec le ferrailage de poteaux | 245 |
| Figure VII.16 : Plan de coffrage du radier général nervuré.  | 251 |
| Figure VII.17 : Schéma du radier général nervuré.  | 252 |
| Figure VII.18 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : $M_{xx}$ «ELU»)                  | 252 |
| Figure VII.19 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : $M_{yy}$ «ELU»)                  | 253 |
| Figure VII.20 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : $M_{xx}$ «ELS»)                  | 254 |
| Figure VII.21 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : $M_{yy}$ «ELS»)                  | 255 |

|  |     |
|--|-----|
| Figure VII.22 : Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (xx). | 257 |
| Figure VII.23 : Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (yy).      | 258 |
| Figure VII.24 : Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (xx). | 259 |
| Figure VII.25 : Exemple des diagrammes de l'effort tranchant aux niveaux des nervures sens (xx). | 260 |
| Figure VII.26 : Exemple des diagrammes de l'effort tranchant aux niveaux des nervures sens (yy). | 261 |
| Figure VII-27 : coupe de ferrailage des nervures aux niveaux de travée                           | 262 |
| Figure VII-28 : coupe de ferrailage des nervures aux niveaux d'appui.                            | 262 |

## LISTE DES TABLEAUX

Page

|  |    |
|--|----|
| Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier.   | 16 |
| Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.                   | 34 |
| Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.                  | 35 |
| Tableau II-3 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.                                   | 36 |
| Tableau II-4 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur                                  | 36 |
| Tableau II-5 : Charge permanente du mur double cloison.  | 37 |
| Tableau II-6 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.                                    | 40 |
| Tableau II-7 : Evaluation des charges permanentes de palier.   | 40 |
| Tableau II-8 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC.                               | 40 |
| Tableau II-9 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse Niveau étage courant                      | 41 |
| Tableau II-10 : Dimensions minimales des poteaux rectangulaires.   | 42 |
| Tableau II-11 : Dimensions minimales des poteaux circulaires.  | 42 |
| Tableau II-12 : Calcul de NU pré dimensionnement des poteaux des rives :                                 | 45 |
| Tableau II-13 : Calcul de Nu pré dimensionnement des poteaux de centre                                   | 47 |
| Tableau II-14 : Correction du Pré-dimensionnement des poteaux.   | 49 |
| Tableau II-15 : Calcule de $\bar{N}_u$ des poteaux de la Tour  | 50 |
| Tableau II-16 : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.                                  | 52 |
| Tableau II-17 : 1 <sup>er</sup> Vérifications du $1,1Nu \leq \bar{N}_u$ des poteaux de Tour              | 55 |
| Tableau II-18 : Efforts : 1 – Cas : 14A17 : Extrêmes globaux.  | 56 |
| Tableau II-19 : 2 <sup>ème</sup> Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux. | 56 |

|   |    |
|---|----|
| Tableau II-20 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.  | 58 |
| Tableau II-21 : Pré dimensionnement des poteaux circulaires de l'entrée de Tour.  | 59 |
| Tableau II-22 : Calcul de $\bar{N}_u$ des poteaux de l'entrée de Tour.  | 60 |
| Tableau II-23 : Vérifications du $1,1 N_u \leq \bar{N}_u$ des poteaux de Tour   | 60 |
| Tableau II-24 : Efforts : 1 - Cas : 14A17 : Extrêmes globaux.   | 61 |
| Tableau II-25 : 2 <sup>ème</sup> Vérification selon l'RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux circulaire de l'entrée de la Tour. | 61 |
| Tableau II-26 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes des poteaux circulaire de la galerie.                               | 61 |
| Tableau III-1 : FACTEUR des forces horizontales $C_p$ pour les éléments secondaires.  | 64 |
| Tableau III-2 : Charges sur les éléments de l'escalier.   | 69 |
| Tableau III-3 : Récapitulation des moments pour RDC.  | 70 |
| Tableau III-4 : Récapitulation des moments pour étage courant.  | 70 |
| Tableau III-5 : Ferrailage d'escalier.  | 72 |
| Tableau III-6 : Vérification à E.L.S.   | 72 |
| Tableau III-7 : Récapitulation des moments de la poutre palière pour RDC.   | 74 |
| Tableau III-8 : Récapitulation des moments de la poutre palière pour étage courant.   | 74 |
| Tableau III-9 : Ferrailage poutre palière.  | 77 |
| Tableau III-10 : Vérification à E.L.S.  | 78 |
| Tableau III-11 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens $L_x$ et $L_y$ ).                                      | 85 |
| Tableau III-12 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (sens $L_x$ et $L_y$ ).                                       | 86 |
| Tableau III-13 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux  | 88 |
| Tableau III-14 : Les différentes descentes de charge  | 98 |



|   |     |
|---|-----|
| Tableau III-15 : Ferrailage des poutrelles  | 107 |
| Tableau III-16 : L'ancrage des armatures de plancher corps creux type 3 terrasse accessible.            | 107 |
| Tableau IV-1 : Pénalité en fonction de critère de qualité.  | 117 |
| Tableau IV-2 : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2010).                     | 127 |
| Tableau IV-3 : Les réactions à la base  | 135 |
| Tableau IV-4 : Vérification de la résultante des forces sismiques                                       | 135 |
| Tableau IV-5 : Les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques | 136 |
| Tableau IV-6 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens X (Combinaison Ex)                   | 142 |
| Tableau IV-7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y (Combinaison Ey)                   | 143 |
| Tableau IV-8 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels                      | 144 |
| Tableau IV-9 : Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal                                | 145 |
| Tableau IV-10 : Vérification de renversement de la Tour sens transversal                                | 145 |
| Tableau V-1 : Définition de catégorie de terrain.   | 148 |
| Tableau V-2 : Valeurs de Ct(Z).   | 149 |
| Tableau V-3 : Valeurs de la pression dynamique de référence.  | 149 |
| Tableau V-4 : Valeurs des $q_{dyn}$ appliqués de chaque niveau.   | 152 |
| Tableau V-5 : $C_{pe}$ pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire                     | 153 |
| Tableau V-6 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates                                   | 154 |
| Tableau V-7 : $C_{pe}$ pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.                     | 155 |
| Tableau V-8 : $C_{pe}$ pour les parois verticales de la Tour à base rectangulaire.                      | 156 |
| Tableau V-9 : Coefficient de pression extérieure des toitures plates.                                   | 157 |
| Tableau V-10 : Valeurs de $C_p$ dans le cas : $C_{pi}=0,8$  | 159 |

|  |     |
|--|-----|
| Tableau V-11 : Valeurs de $C_p$ dans le cas : $C_{pi} = -0,5$ .                                  | 159 |
| Tableau V-12 : Valeurs de $q_j$ dans le sens longitudinale Pour : $C_{pi} = 0,8$ .               | 160 |
| Tableau V-13 : Valeurs de $q_j$ dans le sens transversale Pour : $C_{pi} = 0,8$ .                | 160 |
| Tableau V-14 : Valeurs de $q_j$ dans le sens longitudinale Pour : $C_{pi} = -0,5$ .              | 160 |
| Tableau V-15 : Valeurs de $q_j$ dans le sens transversale Pour : $C_{pi} = -0,5$ .               | 160 |
| Tableau V-16 : Résultats des efforts appliqués à la Tour de chaque niveau                        | 163 |
| Tableau V-17 : Résultats des efforts de vent appliqués à la base de la Tour                      | 163 |
| Tableau VI-1 : Taux minimal et maximal des armatures longitudinales des poteaux selon le RPA.    | 166 |
| Tableau VI-2 - Détermination de la longueur de confinement selon différents codes parasismiques. | 170 |
| Tableau VI-3 : Espacement des armatures transversales dans les poteaux.                          | 171 |
| Tableau VI-4 : Pourcentage minimal des armatures transversales en fonction de l'élanement.       | 171 |
| Tableau VI-5 : Valeurs minimales de l'enrobage selon le CBA/93.                                  | 173 |
| Tableau VI-6 : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux de la Tour                     | 176 |
| Tableau VI-7 : Exemple de calcul des armatures longitudinales (15 <sup>ème</sup> étage)          | 185 |
| Tableau VI-8 : Ferrailage des poutres principales  | 193 |
| Tableau VI-9 : Résultats de calcul de ferrailage des poutres secondaires.                        | 198 |
| Tableau VI-10 : Poutres noyées.  | 199 |
| Tableau VI-11 : Résultats de calcul de ferrailage des poutres noyées.                            | 199 |
| Tableau IV.12 : Choix du diamètre transversal.   | 215 |
| Tableau VI-13 : Pré dimensionnement des voiles.  | 219 |
| Tableau VI -14 : Les résultats des voiles longitudinales.  | 219 |
| Tableau VI -15 : Les résultats des voiles transversales.   | 220 |
| Tableau VI-16 : Ferrailage du voile longitudinal VL1 (ACC)                                       | 221 |

|   |     |
|---|-----|
| Tableau VI-17 : Ferrailage du voile longitudinal avec ouverture VL2 (ACC) | 222 |
| Tableau VI -18 : Ferrailage du voile transversal $V_{t1}$ (ACC).          | 222 |
| Tableau VI -19 : Ferrailage du voile transversal $V_{t2}$ (ELU).          | 223 |
| Tableau VI -20 : Ferrailage du voile transversal $V_{t3}$ (ACC)           | 224 |
| Tableau VII-1 : Classification des sites selon le RPA2003.                | 240 |
| Tableau VII-2 : Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal | 248 |
| Tableau VII-3 : Vérification de renversement de la Tour sens transversal  | 249 |

## LISTE DES NOTATIONS

---

**A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

**D** : Facteur d'amplification dynamique.

**R** : Coefficient de comportement global de la structure.

**Q** : Facteur de qualité.

**W** : Poids total de la structure.

**V** : Force sismique totale.

**W<sub>i</sub>** : Poids sismique au niveau « i ».

**C<sub>T</sub>** : Coefficient de période.

**β** : Coefficient de pondération.

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

**A<sub>t</sub>** : Section d'armatures transversales.

**B** : Aire d'une section de béton.

**∅** : Diamètre des armatures.

**C** : Cohésion.

**q** : Capacité portante admissible.

**γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité dans l'acier.

**γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité dans le béton.

**σ<sub>st</sub>** : Contrainte de traction de l'acier.

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.

**σ̄<sub>st</sub>** : Contrainte de traction admissible de l'acier.

**σ̄<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression admissible du béton.

**τ<sub>u</sub>** : Contrainte ultime de cisaillement.

**τ̄<sub>u</sub>** : Contrainte ultime admissible de cisaillement

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

**G** : Charge permanente.

**Q** : Charge d'exploitation.

**E** : Charge accidentelle.

$\zeta$  : Déformation relative.

**V<sub>0</sub>** : Effort tranchant a la base.

**ELU** : Etat limite ultime.

**ELS** : Etat limite service.

**N<sub>ser</sub>** : Effort normal pondéré aux états limites de service.

**N<sub>u</sub>** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

**T<sub>u</sub>** : Effort tranchant ultime.

**T** : Effort tranchant, Période.

**St** : Espacement.

$\lambda$  : Elancement.

**F** : Force concentrée.

**L** : Longueur ou portée.

**I<sub>p</sub>** : Indice de plasticité.

**I<sub>c</sub>** : Indice de consistance.

**d** : Hauteur utile.

**F<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

**M<sub>u</sub>** : Moment à l'état limite ultime.

**M<sub>ser</sub>** : Moment à l'état limite de service.

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**M<sub>a</sub>** : Moment sur appuis.

**M<sub>0</sub>** : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

**I** : Moment d'inertie.

$F_{adm}$  : Flèche admissible.

$f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.

$f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.

$I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

$M$  : Moment, Masse.

$E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.

$E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

$F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.

$K$  : Coefficient de raideur de sol.

$Y$  : Position de l'axe neutre.

$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène

$\alpha$  : Position relative de la fibre neutre.

$z$  : Bras de levier.

$\mu_u$  : Moment ultime réduit.

$B_r$  : Section réduite.

# **INTRODUCTION GENERALE**

# INTRODUCTION GENERALE

---

### Contexte du projet d'étude :

Le système structurel est l'un de structures en génie civil, l'étude de ce dernier est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. De ce fait, pour notre projet de fin de cycle (Master II), nous avons jugé utile d'élaborer une étude structurale de bâtiments en béton armé. Cela dit, dans l'optique de mettre en application les connaissances acquises durant nos cinq années de formation.

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 révisée 99, RPA 99 / version 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments de la structure.

En fin, de revoir l'influence sur le comportement qualitatif des constructions soumis aux oscillations du sol lors d'un séisme. Il porte essentiellement sur le comportement de la superstructure.



# CHAPITRE I :

## PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.

## I. Historique :

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction, il est composé de ciment, des granulats et d'eau.

En fonction de la densité, on distingue le béton lourd, le béton normal et le béton léger.

En fonction de la résistance à la compression du béton, le béton est divisé en 7 classes différentes de finition qui sont réparties de B5 à B55.

La consistance est une mesure de la malléabilité du béton frais. On distingue le béton rigide, le béton souple et le béton fluide.

La propriété la plus importante du béton est la résistance à la compression. Elle doit être démontrée par des tests de compression.

La capacité d'absorption de l'eau, la perméabilité à l'eau et résistance au gel dépendent particulièrement de la nature de la structure du béton

Le béton lourd et béton normal possèdent en raison de leur haute densité, une basse isolation thermique et une bonne isolation aux bruits aériens.

Les propriétés du béton sont particulièrement influencées par la classe de la résistance du ciment, le rapport l'eau-ciment, la forme des grains, la surface de grains et la composition des grains.

On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

L'histoire du béton est intimement liée à celle du ciment, qui entre dans sa composition. Mais elle est aussi contemporaine. Le béton a évolué pour devenir le matériau de tous les possibles et insuffler à l'architecture une créativité sans cesse renouvelée.

Le ciment est déjà utilisé dans la Rome antique, mais ce n'est qu'au XIX<sup>ème</sup> siècle que les proportions idéales de sa composition sont étudiées. La pratique du moulage de « béton de ciment » se répand alors très rapidement. Sables et graviers sont ajoutés au ciment et le tout est ensuite moulé pour obtenir des pierres factices et des imitations des pierres de taille.

Joseph-Louis Lambot, inventeur « officiel » du ciment armé, fabrique en 1845 des caisses pour orangers et des réservoirs avec du fil de fer et du mortier. Joseph Monier propose en 1867 un système de « caisses-bassins mobiles en fer et ciment, applicables à l'horticulture, qu'il perfectionne dans les années suivantes.

# CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.

La maîtrise du béton armé survient quelques années plus tard. François Hennebique dépose en 1892 le brevet qui fait de lui l'inventeur du béton armé. L'Exposition Universelle de 1900 le consacre comme « le plus important entrepreneur de travaux publics en béton armé ». L'aventure du béton dans la construction naît avec le nouveau siècle qui débute. En France, la circulaire du 20 octobre 1906 permet enfin au béton armé d'accéder au rang de matériau de construction.

Dès 1897, le béton armé entre à l'École des Ponts et Chaussées et sa technique est enseignée aux futurs ingénieurs dont Eugène Freyssinet, le « père » du béton précontraint qui dépose un brevet en 1929.

Après la 2<sup>de</sup> guerre mondiale, les besoins de logements développent la « préfabrication » en France, de 1950 à 1965, le nombre de logements construits chaque année passe de 50000 à plus de 550 000. Le béton est à l'honneur !

La fin des années 1980 voit l'arrivée dans le monde des bétons à hautes performances (B.H.P.) : le béton fibré à ultra-hautes performances (B.E.F.U.P.) ainsi que les bétons autoplaçants (B.A.P.) et autonivelants (B.A.N).

L'histoire du béton se mêle à celle de Lafarge, acteur pionnier de la recherche, et se poursuit avec la mise au point d'innovations qui libèrent la créativité des architectes.

## II. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet à étudier consiste à la réalisation d'un bâtiment en R+15, composé d'un rez-de-chaussée, étage commerciale et 14 étages à usage d'habitation. Il est implanté dans la wilaya d'Annaba. La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation. L'ouvrage est classé dans le « groupe d'usage 1B », ville située en zone IIa, selon le règlement parasismique algérien RPA99/ version2003.

### II. 1. Caractéristiques géométriques

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont (figures : I-1 à I-4):

- ❖ Largeur en plan 34,65m;
- ❖ La longueur en plan 37,13m ;
- ❖ Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère) 53,00m ;
- ❖ Hauteur de RDC 3,40m;
- ❖ Hauteur d'étage courant 3,10m.

# CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.

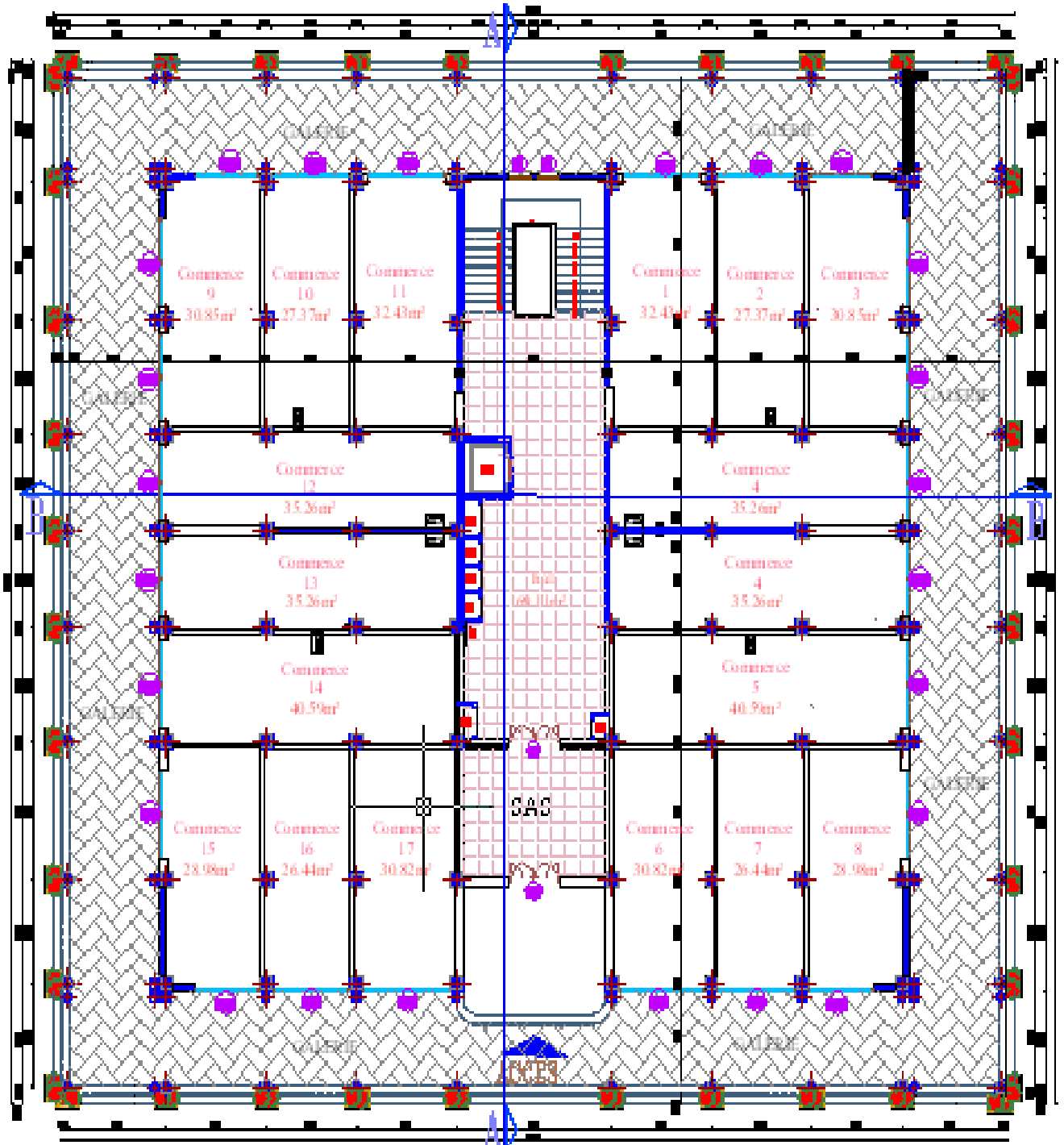


Figure I-1 : vue en plan niveaux RDC de la structure.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.

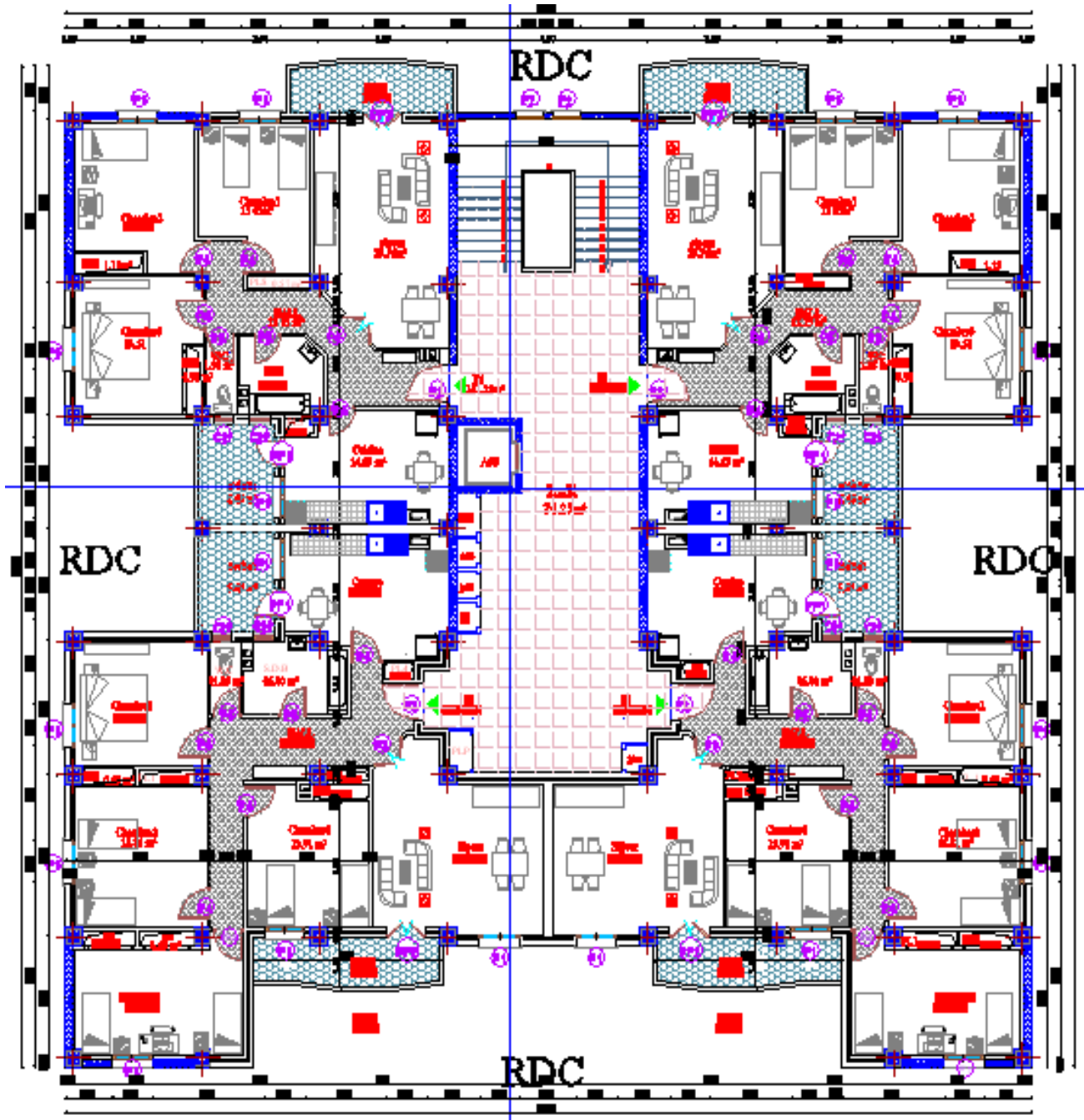


Figure I-2 : vue en plan niveaux étage courant de la structure.

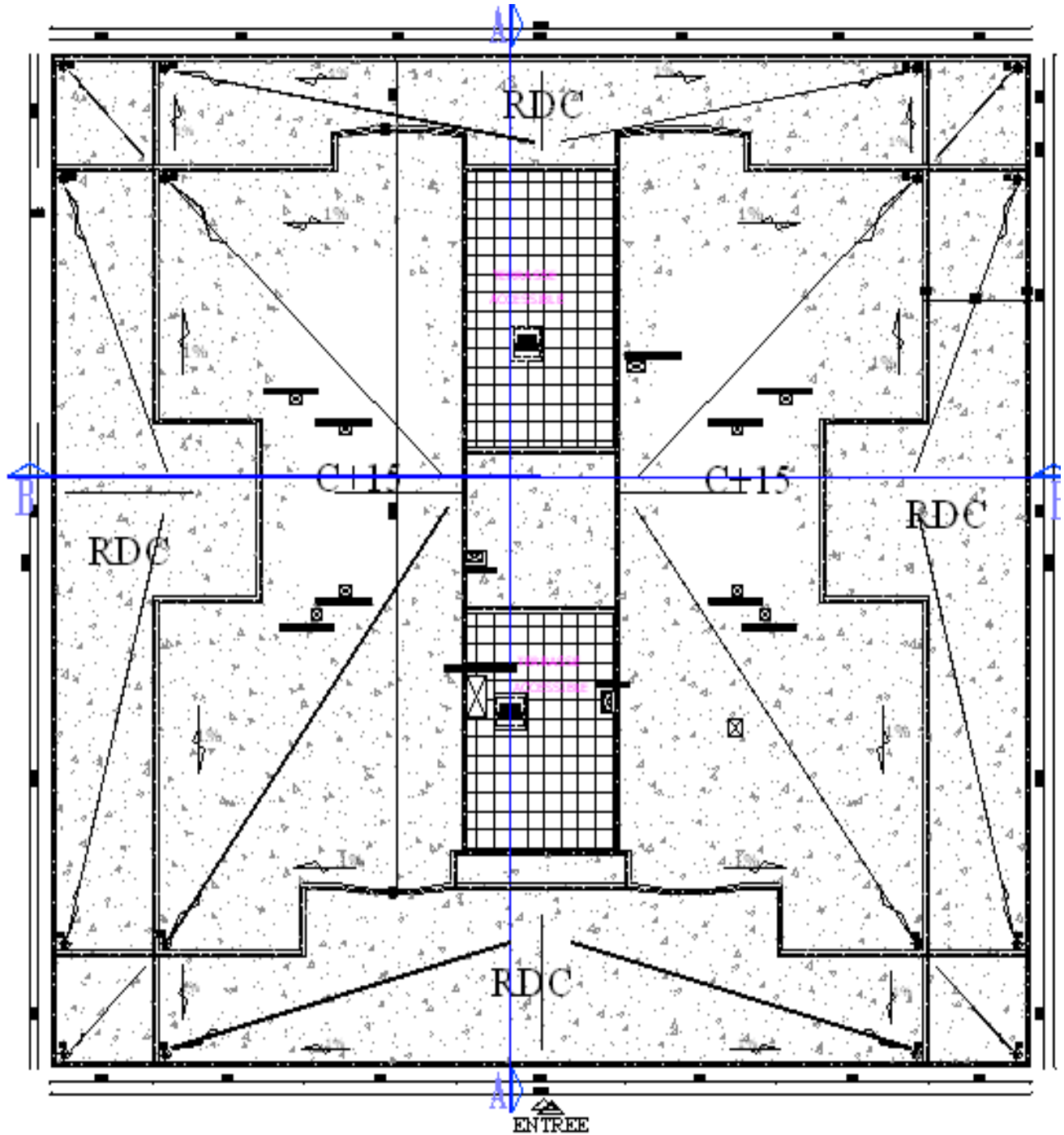


Figure I-3 : vue en plan niveaux terrasse de la structure.

# CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.

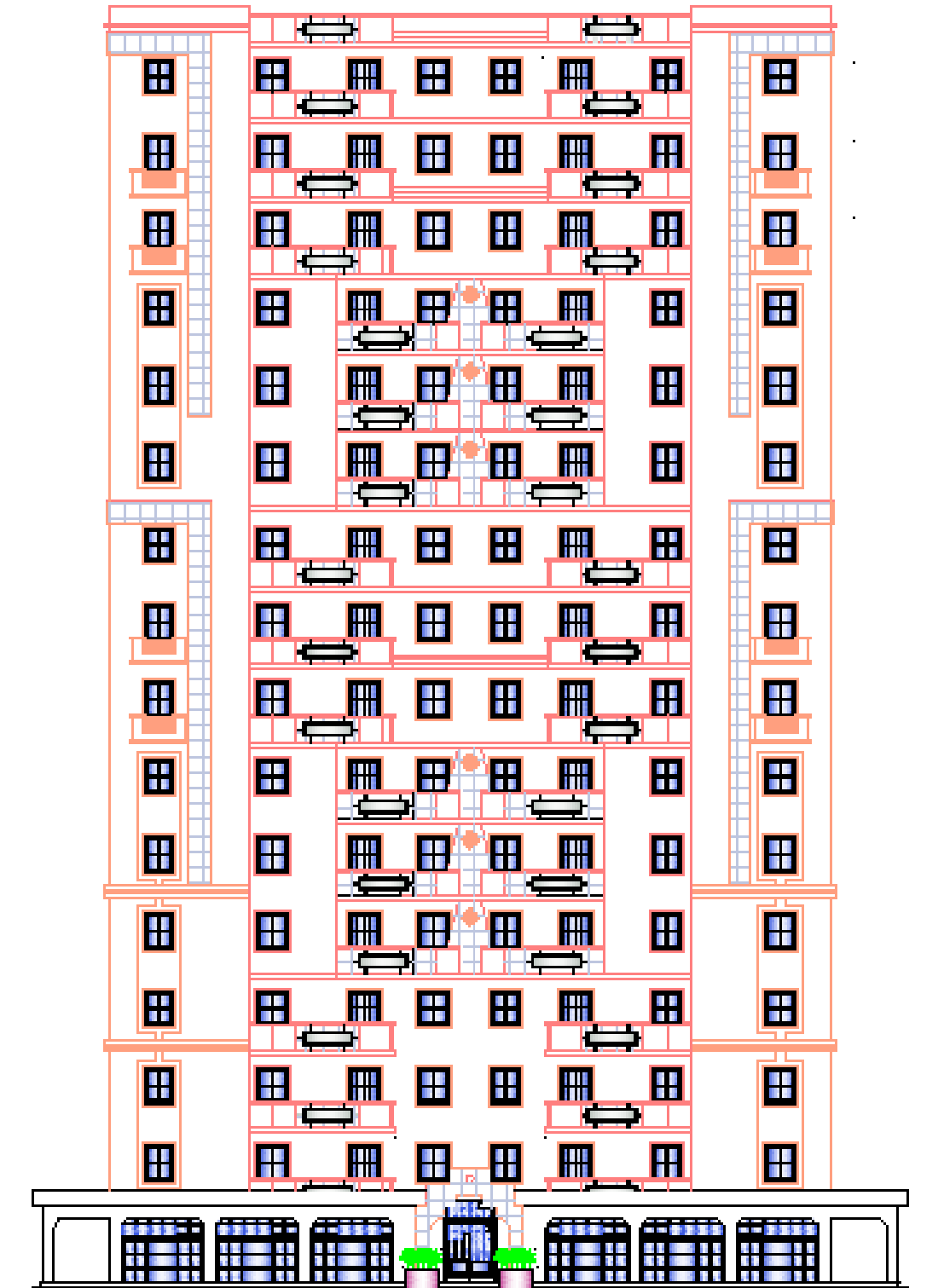


Figure I-4 : vue en plan façade de la structure.

**II. 1.1. Ossature et système constructif adopté :**

❖ Ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le RPA 99 / version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales ;

❖ Planchers:

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm

❖ Escaliers:

On a un seul type d'escalier a constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès de 1er étage.

❖ Maçonnerie:

- ✓ Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.
- ✓ Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm, d'épaisseur.

❖ Revêtement:

- ✓ Enduit en plâtre pour les plafonds ;
- ✓ Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons ;
- ✓ Revêtement à carrelage pour les planchers ;
- ✓ Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

❖ Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

**II.1.2. Données du site :**

Le projet en question est un bâtiment, implantée à plateau wilaya Annaba dont le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité zone IIa.

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B ;
- ❖ Le site est considéré comme meuble (**S3**) ;
- ❖ Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2.0$  bars.



## II.1.3. Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ❖ La résistance du béton à la compression à 28 jours est :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  ;
- ❖ La résistance du béton à la traction est :  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$  ;
- ❖ Le module d'élasticité différé est :  $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$  ;
- ❖ Le module d'élasticité instantané est :  $E_{\dot{y}} = 32456.595 \text{ Mpa}$  ;
- ❖ La limite élastique de l'acier à Haute adhérence est :  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ .

## III. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

### III.1. Le béton :

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

### III.2. Principaux caractéristiques et avantages du béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- ❖ Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- ❖ La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- ❖ Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage ;
- ❖ Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- ❖ Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction ;
- ❖ Souplesse des formes : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes ;

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.

- ❖ Résistance aux agents atmosphériques : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton ;
- ❖ Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

### III.3. Les matériaux composants le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

#### ❖ **Ciment:**

Le ciment se présente sous la forme d'une poudre fine de couleur grise ou blanche. La dimension des grains de ciment est caractérisée par la valeur de la finesse Blaine qui mesure la surface totale des grains contenus dans 1 gramme ; la finesse Blaine des ciments est de l'ordre de 3 500 à 4 500 cm<sup>2</sup>/g. La dimension caractéristique des grains de ciment est d'environ 30 à 50 | Obtenu par cuisson à 1450°C d'un mélange homogène de calcaire et d'argile, dans la proportion 80 %/20.

#### ❖ **Granulats:**

Les granulats rocheux sont constitués par les sables, les gravillons et les cailloux. Ils forment le squelette du béton.

##### ✓ **Sables:**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

##### ✓ **Graviers:**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés)

#### ❖ **L'eau:**

L'eau, dite eau de gâchage, doit présenter les propriétés d'une eau potable.

#### ❖ **Les adjuvants**

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés en faibles quantités au béton frais afin d'améliorer certaines propriétés. Ils représentent entre 1 et 3 % du poids du ciment. Leur rôle et leur efficacité dépendent de la nature du produit chimique et de l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais.

### **III.4. Dosage du béton :**

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m<sup>3</sup>. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- ✓ Ciment (CPA 325)            dosé à 350kg /m<sup>3</sup>
- ✓ Sable grossier            0 < Dg < 5mm : 400 L
- ✓ Gravier                    15 < Dg < 25mm : 800L
- ✓ Eau de gâchage            175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m<sup>3</sup> et 2400Kg /m<sup>3</sup>.

### **III.5. Résistances mécaniques du béton :**

#### **a) Résistance à la compression:**

Le béton est définie par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dit résistance caractéristique spécifiée celle-ci, noté  $f_{c28}$  pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âge de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$ , les règles BAEL donnent pour un âge  $j < 28$  jours et pour un béton non traité thermiquement :

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

- ✓ Pour des résistances  $f_{c28} < 40\text{MPa}$  :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,67 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

- ✓ Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{MPa}$  :

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j = 28$$

## b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jour notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la formule :

- ✓  $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$  si  $f_{c28} < 60\text{Mpa}$  ;
- ✓  $f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3}$  si  $f_{c28} > 60\text{Mpa}$ .

Donc pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

## III.6. Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites.

### ❖ Définition des états limites :

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

En d'autres termes, c'est un état qui satisfait strictement ces conditions par l'effet des actions revues sur la construction ou l'un de ces éléments.

## III.7. Déformation et contrainte de calcul :

### ❖ Etat limite ultime de résistance :

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi Parabole- rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :

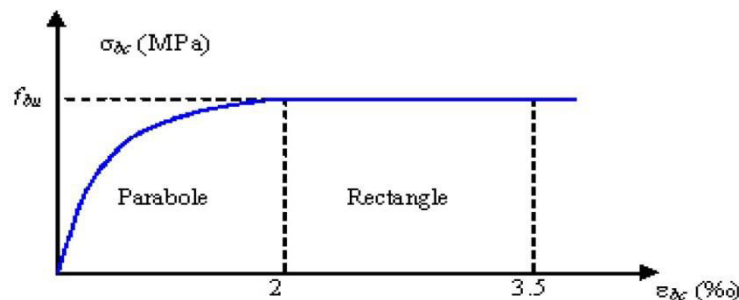


Figure I-5 : Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.

- ✓  $\epsilon_{bc1} = 2\text{‰}$
- ✓  $\epsilon_{bc2} = 3.5\text{‰}$  si  $f_{cj} \leq 40\text{MPa}$
- ✓  $\epsilon_{bc1} = (4.5 + 0.025f_{cj}) \text{‰}$  si  $f_{cj} > 40\text{MPa}$

La valeur de calcul de la résistance en compression de béton  $f_{bu}$  est donné par :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$$\Theta = \begin{cases} 1 & \dots\dots\dots t \ 24h. \\ 0,9 & \dots\dots\dots 1h \ t \ 24h. \\ 0,8 & \dots\dots\dots t 1h. \end{cases}$$

- ✓  $\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression.
- ✓  $f_{bc}$  : contrainte de calcul pour  $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$
- ✓  $f_{cj}$  : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.
- ✓  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.
- ✓  $\gamma_b = 1,5$  cas général.
- ✓  $\gamma_b = 1,15$  cas accidentel.

D'où la contrainte  $\sigma_{bc}$  est en fonction de son raccourcissement.

$$\checkmark \ 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc} (4 - 103 \times \epsilon_{bc})$$

Coefficient d'application

❖ Etat limite service :

ELS : La contrainte de compression du béton à l'ELS (symbole  $\sigma_{bc}$ ) est limité à :

- ✓  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$
- ✓  $\sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$

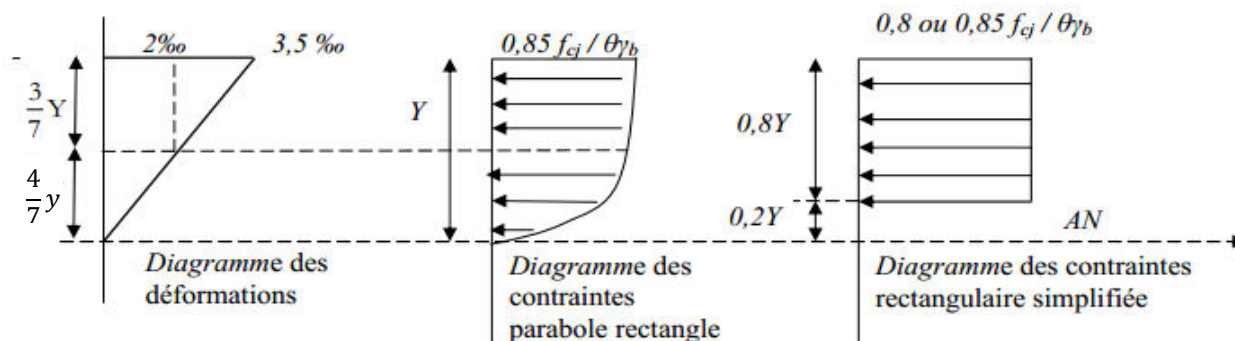


Figure I-6 : Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distance de  $0,2 y$  compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle. - Sur la distance restante  $0,8 y$  la contrainte a pour valeur  $0,85 x f_{cj} / (\gamma_b x \theta)$  pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 f_{cj} x / (\theta x \gamma_b)$  pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

### III.8. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \bar{\tau}$

- ✓  $\tau = \min (0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$  cas normal (fissuration peu nuisible)
- ✓  $\bar{\tau} = \min (0,10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$  cas où la fissuration est préjudiciable

### III.9. Module de déformation longitudinale du béton :

- ✓ Module de déformation instantanée:

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}} \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

- ✓ Module de déformation différée:

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{cj}} \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

#### a) Module de déformation transversal:

- ✓ Coefficient de poisson:

L'allongement d'un objet quand il est soumis à une force de traction s'accompagne d'un rétrécissement de sa section. Le coefficient de poisson  $\nu$  est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec :

- ✓  $(\Delta d / d)$  : déformation relative transversale ;
- ✓  $(\Delta L / L)$  : déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

- ✓  $\nu = 0,2$  pour ELS (béton non fissuré) ;
- ✓  $\nu = 0,0$  pour ELU (béton fissuré).

**b) L'acier:**

L'acier peut être défini comme un matériau composé essentiellement de fer et Présentant une teneur en carbone inférieure à 2 %. Il peut encore contenir d'autres éléments mais de tous ces éléments d'alliage, le carbone a l'effet le plus prononcé sur les propriétés de l'acier. Si l'on ajoute plus de 0,5 % d'éléments d'alliage à l'acier, on parle d'acier allié. Si la proportion d'éléments d'alliage est inférieure à ce chiffre, on parle d'acier non allié.

❖ Caractéristiques mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Limite élastique  $f_y$  (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale

- ✓ La résistance à la traction :  $f_u = 360$  MPa ;
- ✓ La limite élastique :  $f_y = 235$  MPa ;
- ✓ Le module de Young :  $E = 210\,000$  MPa ;
- ✓ Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$  ;
- ✓ Module de cisaillement :  $G = E / (2(1+\nu)) = 81000$  MPa.

# CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.

**Tableau I-1** : Caractéristique des nuances d'acier.

| Type                 | Nuance                             | f <sub>e</sub> (Mpa) | Emploi                                      |
|----------------------|------------------------------------|----------------------|---|
| Ronds lisses         | FeE22                              | 215                  | Emploi courant.                             |
|                      | FeE24                              | 235                  | Epingles de levage des pièces préfabriquées |
| Barres HA            | FeE40                              | 400                  | Emploi courant.                             |
| Type 1 et 2          | FeE50                              | 500                  |   |
| Fils tréfiles HA     | FeTE40                             | 400                  | Emploi sous forme de barres                 |
| Type 3               | FeTE50                             | 500                  | droites ou de treillis.                     |
| Fils tréfiles lisses | TL50 $\varnothing > 6\text{mm}$    | 500                  | Treillis soudés uniquement emploi           |
| Type 4               | TL50 $\varnothing \leq 6\text{mm}$ | 520                  | courant                                     |

### III.10. Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\varepsilon\%)$ :

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs suivantes :

- ✓  $\gamma_s = 1,15$  cas général.
- ✓  $\gamma_s = 1,00$  cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.



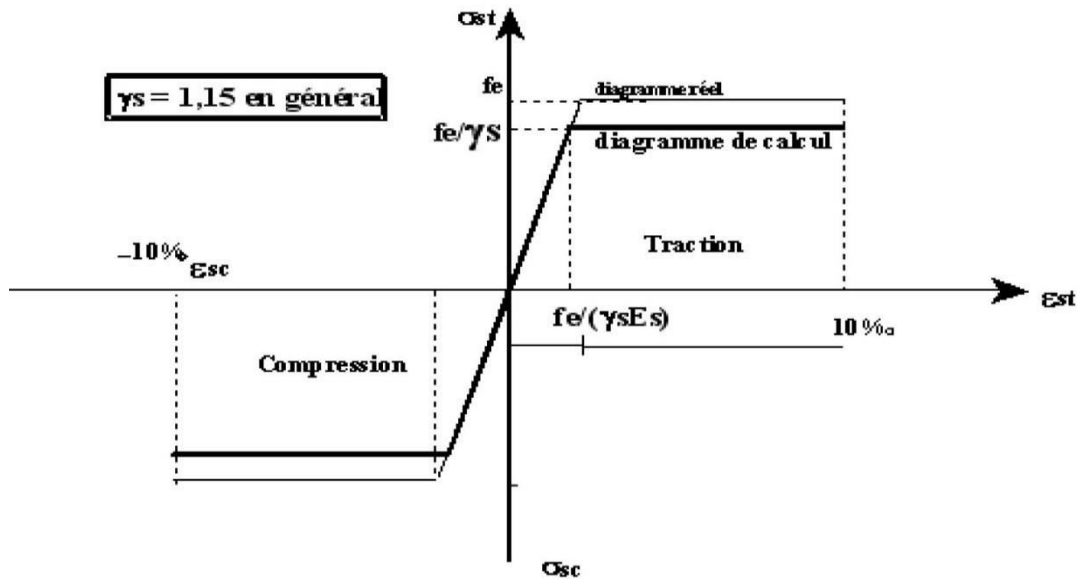


Figure I-7 : Diagramme contrainte déformation d'acier.

$$\text{Où : } \epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

- ✓  $E_s = 200000 \text{ MPa}$  ;
- ✓  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  ;
- ✓  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité ;
- ✓  $\gamma_s = 1$  cas de situations accidentelles ;
- ✓  $\gamma_s = 1.15$  cas de situations durable ou transitoire.

### III.11. Contrainte limite de traction des armatures :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation ;
- ✓ Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$  ;
- ✓ Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \min (1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$  ;
- ✓  $\eta$  : coefficient de fissuration (=1 pour les Ronds Lisses (RL), =1.6 pour les Hautes Adhérences (HA)).

❖ Poids volumique :

- ✓ Béton armé  $\gamma_b = 25 \text{KN /m}^3$
- ✓ Béton non armé  $\gamma_b = 22 \text{KN /m}^3$
- ✓ Acier  $\gamma_b = 78,5 \text{KN /m}^3$

#### **IV. Etats limites :**

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- ✓ Etats limite ultime de résistance ELU ;
- ✓ Etats limite de service ELS.

##### **IV.1. ELU :**

Il consiste l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne RPA 99 / version 2003. On doit par ailleurs vérifier que l'ELU n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

##### **IV.2. Hypothèse de calcul :**

- ✓ Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- ✓ Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ La résistance du béton à la traction est négligée.
- ✓ Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour :
  - Le béton en compression.
  - L'acier en traction et en compression.

IV.3. Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99) :

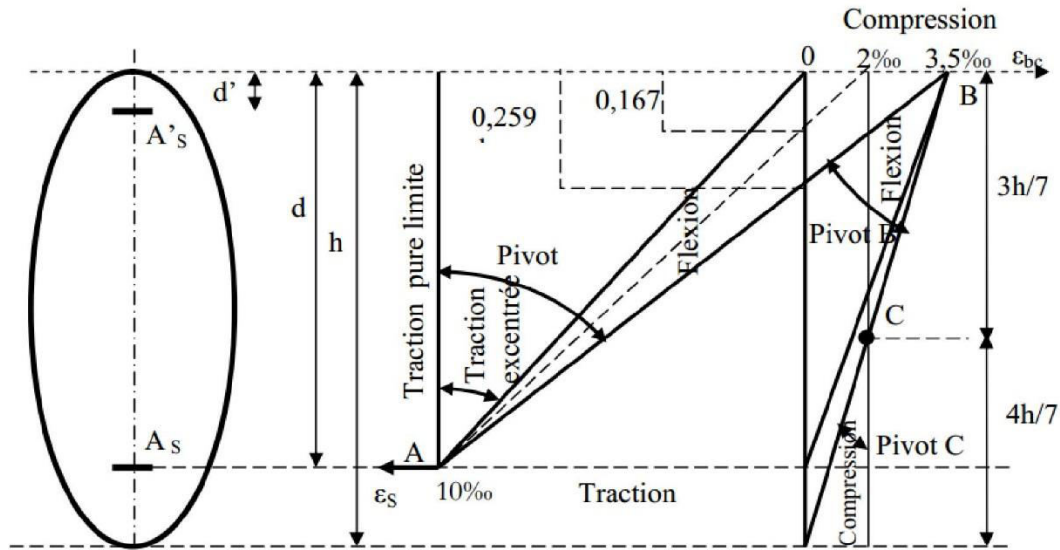


Figure I-8 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

- ❖ Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
- ❖ La déformation est représenté par une droite passant par l'un des pointes A, B ou C appelés pivots ;
- ✓ Traction pure : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰ ;
- ✓ L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A ;
- ✓ traction excentrée : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue  $\epsilon_s < 10\text{‰}$ , plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0 ; Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO ;
- ✓ flexion (simple ou composée) : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement  $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$  de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec  $\epsilon_s = 10\text{‰}$  et  $\epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$  ;
- ✓ La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance  $y = \alpha \cdot AB \cdot d$  de la fibre la plus comprimée avec  $\alpha_{AB} = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$  ; la flexion simple ou composée avec  $0 < \alpha < 0,259$  admet le pivot A :

Cas particulier où  $\epsilon_s = 10\text{‰}$  et  $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$  correspond à  $\alpha = 2 / (10 + 2) = 0,167$  ;

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.

- ✓ Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter  $\varepsilon_{bc}$  au de là de 3,5 ‰, il faut donc diminuer  $\sigma_s$  la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que :

$$\varepsilon_s = 0 ;$$

$$\alpha = Y/d \text{ varie de } 0,259 \text{ à } 1.$$

La flexion simple ou composée avec armature tendues avec  $0,259 < \alpha < 1$  admet le pivot B.

Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec  $1 < \alpha < h/d$  admet le pivot B

- ✓ Compression : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser  $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$
- ✓ La compression simple ou composée admet le pivot C.
  - $2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$  sur la fibre la plus comprimée ;
  - $\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$  sur la fibre la plus moins comprimée.

### ❖ En résumé :

- ✓ Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- ✓ Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- ✓ Pivot C : compression simple ou composée.

### IV.4. ELS :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

#### ❖ Hypothèse de calcul :

Les sections droites restent planes.

- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = E_s / E_b = 15 \text{ « coefficient d'équivalente »}.$$

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.

### ❖ Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

✓ Etat limite ultime:

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante  
 $1,35 G + 1,5 Q$

✓ Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante :  $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q \pm E$   $G$  : charge permanente ;
- $G + Q \pm 1,2E$  avec  $Q$  : charge d'exploitation ;
- $0,8G \pm E$   $E$  : effort de séisme.

## CHAPITRE II :

# PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES

### I. Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, son but est de déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

### II. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires, généralement horizontales (dans les usines, il arrive dans certains cas de donner une légère pente, afin de permettre l'écoulement des eaux de lavage) limitant les étages et supportant les revêtements des sols. Ils doivent être conçus de façon à :

- ❖ Supporter leur poids propre et les surcharges d'exploitation qui peuvent être à caractère dynamique ;
- ❖ Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement du sol particulier ;
- ❖ Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux ;
- ❖ Assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

Les planchers peuvent être coulés sur place ou préfabriqués selon les cas.

#### II.1. Planchers avec hourdis et corps creux : (figure II-1)

Il s'agit de planchers, de hauteur variable, constitué de corps creux posés sur des nervures, le tout complété par un hourdis (dalle en béton armé de 4 à 6cm d'épaisseur) ferrailé par des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures ;
- ✓ 30cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ✓ la facilité de réalisation ;
- ✓ Les portées de l'ouvrage sont importantes (max 6.00 m) ;
- ✓ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la valeur de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

#### ❖ Résistance au feu:

❖ D'après BEAL 91:

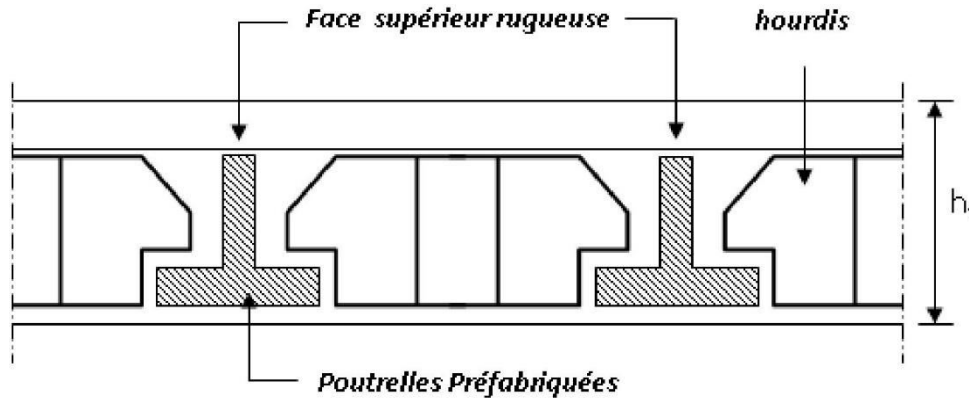
- $e = 7$  cm pour une heure de coupe-feu ;
  - $e = 11$  cm pour deux heures de coupe-feu ;
  - $e = 17,5$  pour un coupe-feu de quatre heures.
- } On admet que  $e = 18$ cm.

❖ **Condition de fleche:**

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$h_t \geq \frac{l_{max}}{22,5}$  ; ou  $L_{max} = 4,60 - 0,50 = 4,10$  m (longueurs max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis).

Donc on aura  $h_t \geq \frac{410}{22,5} = 18,22$ cm



**Figure II-1 : Coupe verticale du plancher en corps creux.**

❖ **Isolation phonique :**

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

La protection contre les bruits exige une épaisseur minimale de 16 cm;  $h_{min} \geq 16$ cm.

On limite donc notre épaisseur à :  $e=20$ cm.

**Soit  $h_t = 20$ cm**      donc :  $\left\{ \begin{array}{l} 4\text{cm de dalle de compression ;} \\ 16\text{cm de corps creux.} \end{array} \right.$

**a) Dimensions des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères

- ❖ Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).



## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

- ❖ Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

✓  $b_1 = \min \left( \frac{L_n}{2}; \frac{L_{max}}{10}; 6h_0 \right)$

✓  $L_n$  : la distance entre axes des nervures

✓  $h_0 = 4$  cm.

✓  $50\text{cm} \geq L_n \geq 80\text{cm}$       donc :  $L_n = 65$  cm

✓  $b_1 = \min \left( \frac{65}{2}; \frac{460}{10}; 24 \right)$       donc :  $b_1 = 24$  cm

✓  $b_0 \geq \frac{ht}{2}$  donc :  $b_0 \geq 12$  cm

✓  $b = l_n = 65\text{cm}$

✓  $b_0 = b - 2b_1 = 65 - 2 \times 25 = 15\text{cm}$ .

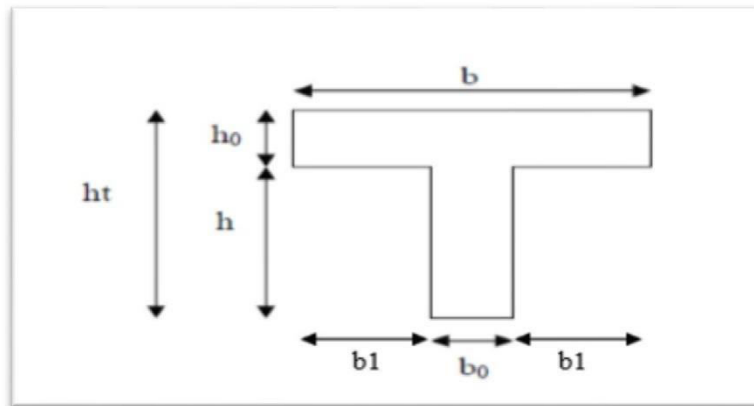


Figure II-2 : Section de la poutrelle.

### II.2. Plancher en dalle pleine :

Une dalle est un élément structural dont la plus petite dimension dans son plan est supérieure ou égale à 5 fois son épaisseur totale. La structure prend appui :

- ❖ Soit le long de son contour généralement rectangulaire, de façon continue sur des poutres, voiles ou murs maçonnés ;
- ❖ Soit ponctuellement sur poteaux.

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

On distingue les dalles minces et les dalles épaisses. (Dans notre cas on a les dalles minces)

- ✓ Dalle mince : L'épaisseur de la dalle est comprise entre 6 et 12cm. Ce type de planchers n'est utilisé que pour des portées assez modestes (portée  $\leq 3,5m$ ), ils ont l'avantage d'être moins coûteux en acier, cependant, ils ont l'inconvénient majeur d'être particulièrement sonore.

### Résistance à la flexion :

- ✓ Dalles reposant sur deux côtés :  $L_x / 35 < e < L_x / 30$ .
- ✓ Dalles reposant sur trois ou quatre cotés :  $e > L_x / 20 + 7$

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

- ✓ 1ère type de balcon :  
 $556/35 < e < 556/30 \Rightarrow 15,88 < e < 18,53$   
 $e > 140 / 20 + 7 = 14cm$
- ✓ 2ème type de balcon :  
 $486 / 35 < e < 486 / 30 \Rightarrow 13,88 < e < 16,2$   
 $e > 155 / 20 + 7 = 14,75cm$

Donc On prend :  **$e = 16cm$  ; pour les deux balcons.**

### III. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres en béton armé peuvent avoir des formes diverses :

- ✓ carrée ;
  - ✓ rectangulaire ;
  - ✓ en forme de T, L, I, U, etc.
  - ✓ trapézoïdale.
- 
- ✓ Estimation de la hauteur des poutres :

En générale, les formes et dimensions des poutres sont influencées par les conditions de limitation des flèches. Pour les poutres des planchers des bâtiments à usage d'habitation, les déformations doivent rester faibles sans nuire au bon fonctionnement :

- ✓ des cloisons ;
- ✓ des revêtements horizontaux et verticaux (sols, plafonds, murs) et ne doivent pas être à l'origine de désordres tels que la fissuration et le décollement.

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux qui les supportent.

Le pré dimensionnement de ces dernières se fera selon le CBA 93 et le RPA 99 version 2003.

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

- ✓ Estimation de la largeur des poutres :

La largeur "b" est souvent choisie de façon à pouvoir loger les aciers, soit pratiquement :

$$0.3 h \leq b \leq 0.8 h.$$

### Selon le CBA 93.

- ✓  $L_{\max} / 15 \leq h \leq L_{\max} / 10$  ;
- ✓  $0.3 h \leq b \leq 0.8 h$ .

Avec :

- ✓  $L_{\max}$  : portée entre nus des appuis ;
- ✓ h : hauteur de la poutre ;
- ✓ b : largeur de la poutre.

### a) Poutres principales :

La hauteur de la poutre est donnée comme suit :

$$550 / 15 \leq h \leq 550 / 10 \rightarrow 36.66 \leq h \leq 55$$

On prend  $h = 45$  cm

La largeur de la poutre sera comme suit :

$$0.3 * 45 \leq b \leq 0.8 * 45 \rightarrow 13.5 \leq b \leq 36$$

On prend  $b = 35$

- ✓ Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)
- ✓  $h > 30$  cm .....  $\Rightarrow$  vérifiée ;
- ✓  $b > 20$  cm .....  $\Rightarrow$  vérifiée ;
- ✓  $h/b \leq 4 \rightarrow 45/35 = 1,28 < 4$  .....  $\Rightarrow$  vérifiée.

Les poutres principales sont d'une section **(35X45) cm<sup>2</sup>**.

**b) Poutres secondaires (chainages) :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles et leurs dimensions sont déterminées comme suit :

La hauteur par la condition de flèche :

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27,33 \leq h \leq 41$$

On prend  $h = 35$

La largeur de la poutre sera :

$$0,3xh \leq b \leq 0,8xh \quad \Rightarrow 10,5 \leq b \leq 28$$

Pour une raison d'esthétique on adopte :  $b = 30\text{cm}$

- ✓ Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)
- ✓  $h > 25\text{ cm}$     $35 > 25\text{ cm}$  .....  $\Rightarrow$  vérifiée ;
- ✓  $b > 20\text{ cm}$     $30 > 20\text{ cm}$  .....  $\Rightarrow$  vérifiée ;
- ✓  $h/b < 4$     $40/30 = 1,33 < 4$ .....  $\Rightarrow$  vérifiée.

Donc on prendra pour la poutre secondaire (chainage) la section **(30x 35) cm<sup>2</sup>**

**IV. Pré dimensionnement des voiles :**

Le contreventement d'un immeuble est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales : essentiellement le vent et les forces d'origine sismique. Ces éléments, refends pleins ou avec ouvertures, portiques, noyau central, transmettent également les charges verticales aux fondations. Dans la pratique, compte-tenu de l'hypothèse d'élasticité linéaire, les différents effets de flexion, torsion compression sont étudiés séparément.

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.

### IV.1. Différents éléments de contreventement :

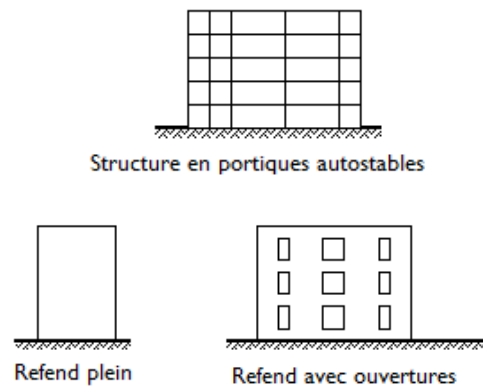
On peut distinguer plusieurs types de contreventement :

#### a) Contreventements plans :

Ce sont des contreventements assurés par des :

- ✓ Portiques,
- ✓ Refends (pleins ou avec ouvertures),
- ✓ Refends associés à des portiques (systèmes de contreventement mixte).

Tous ces éléments possèdent une rigidité dans leur plan. En dehors de leur plan, la rigidité est nulle ou négligeable.



**Figure II-3** : Exemples de contreventements plans.

Le contreventement peut être :

- ✓ Interne : voiles de refend internes, cages d'escalier, noyau central ;
- ✓ Externe : voiles de pignons, façades ;
- ✓ A la fois interne et externe.

#### b) Contreventement non plans

Ce sont essentiellement les cages avec ou sans ouvertures, les noyaux d'immeubles élevés et les murs ayant des sections en L, en T, etc. Ces éléments ont deux rigidités flexionnelles et pour les cages fermées une rigidité torsionnelle.

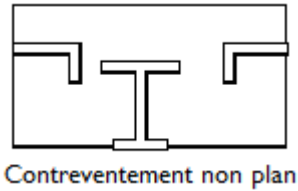


Figure II-4 : Bâtiment d'habitation.

c) Contreventements des immeubles de grande hauteur (IGH) :

Pour assurer la stabilité des structures élevées, il devient nécessaire de faire participer la façade avec le noyau central, ou même dans certains cas exceptionnels, d'assurer le contreventement par la façade seule.

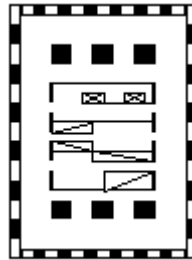


Figure II-5 : Contreventement par noyau et façade.

**NB :** Le système de contreventement joue un rôle capital lors des secousses sismiques.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le **RPA 99 / version 2003**, exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

- ✓ Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux :  $a \geq \text{Max}[h_e/25 ; 15 \text{ cm}]$
- ✓ Pour les voiles avec un seul about sur un poteau :  $a \geq \text{Max}[h_e/22 ; 15 \text{ cm}]$
- ✓ Pour les voiles à abouts libres :  $a \geq \text{Max}[h_e/20 ; 15 \text{ cm}]$

Avec :

- ✓ L : longueur de voile ;
- ✓ a : épaisseur du voile.

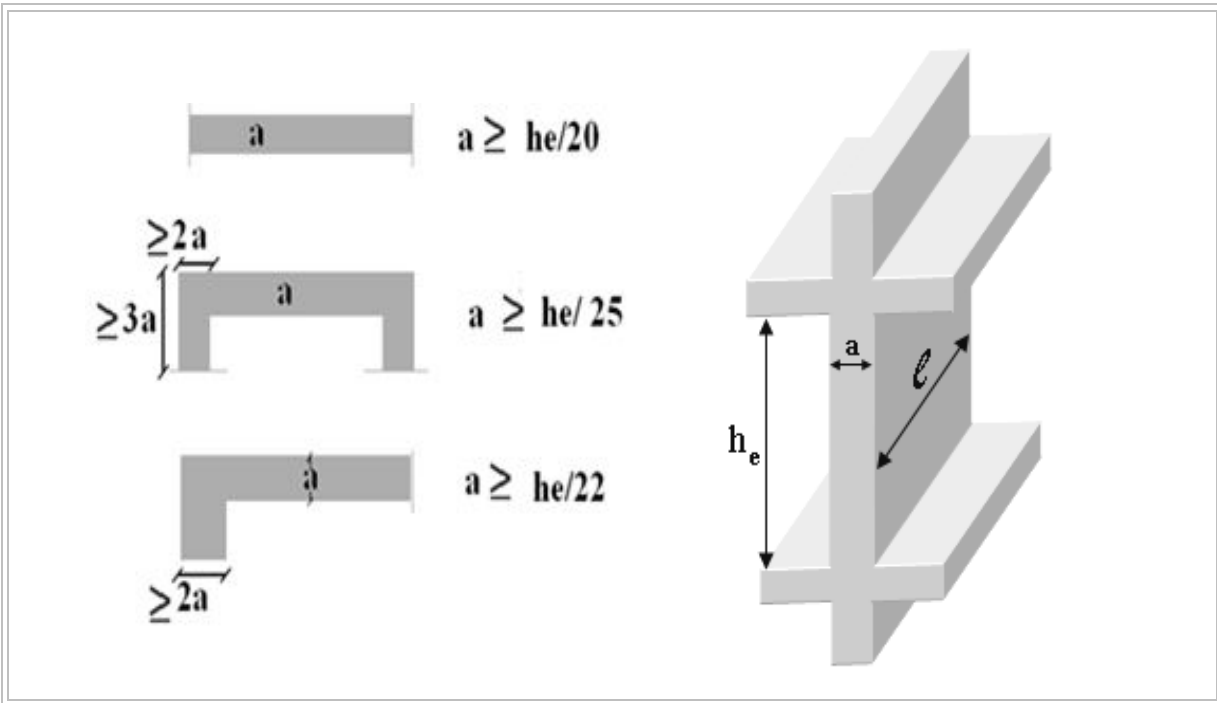


Figure II-6 : Section réduite du voile

### Niveau étage courant

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3.10\text{m}$  et de la condition de rigidité aux extrémités suivantes :

- ✓  $e > h/25 \Rightarrow e > 12,40\text{cm}$
- ✓  $e > h/22 \Rightarrow e > 14,09\text{cm}$
- ✓  $e > h/20 \Rightarrow e > 15,50\text{ cm}$
- ✓  $e > \max (e_{\min} , h_e/25, h_e /22 , h_e /20)$
- ✓  $e > \max (15; 12.40; 14.09; 15.50)$

$e > 15.50\text{ cm} \Rightarrow$  **on adopte  $\Rightarrow e = 16\text{cm}$ .**

### Niveau RDC

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3.40\text{m}$  et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$\checkmark e > h/25 \quad \Rightarrow \quad e > 13,60\text{cm}$$

$$\checkmark e > h/22 \quad \Rightarrow \quad e > 15,45 \text{ cm}$$

$$\checkmark e > h/20 \quad \Rightarrow e > 17 \text{ cm}$$

$$\checkmark e > \max (e_{\min} , h_e/25, h_e /22 , h_e /20)$$

$$\checkmark e > \max (15; 13.6; 15.45; 17.00)$$

$$e > 17.00 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{On adopte} \quad \Rightarrow e = 18 \text{ cm.}$$

### V. Pré dimensionnement des escaliers :

#### V.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par normes, DTU, décrets ou arrêtés en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment. La réglementation incendie est souvent déterminante. Il doit donc être facilement praticable et suffisamment solide. Il faut aussi qu'il soit d'un entretien aisé, afin de pouvoir garantir à l'ouvrage une longévité économique acceptable. Dans bien des cas, on lui attribue en outre un rôle architectural important.

On distingue :

- ❖ **Les escaliers intérieurs** : Du niveau du rez-de-chaussée à celui de l'étage ou à celui du sous-sol.
- ❖ **Les escaliers extérieurs** : Marches d'accès à partir du terrain naturel vers le rez-de-chaussée, l'étage ou le sous-sol.

#### V.2. Terminologie :

- ✓ Mur d'échiffre : Mur bordant l'escalier sur un ou plusieurs côtés,
- ✓ Palier : Plate-forme située au départ et à l'arrivée de chaque volée,
- ✓ Paillasse : Dalle inclinée supportant les marches et les contre marches,
- ✓ Marche : Surface horizontale sur laquelle repose le pied,
- ✓ Contremarche : Partie verticale séparant deux marches consécutives (auteur de 15 à 18cm environ),
- ✓ Volée : Portion d'escalier comprise entre deux paliers successifs. C'est l'ensemble constitué par les marches, les contremarches et la paillasse,
- ✓ Emmarchement : Largeur de l'escalier ( $\geq 80\text{cm}$  pour les maisons individuelles),
- ✓ Hauteur à franchir : Hauteur franchie par l'escalier. Elle est égale à la hauteur sous plafond + l'épaisseur du plancher,



## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

- ✓ Rampe : Garde-corps composé d'une main courante et de balustre,
- ✓ Main courante : Partie supérieure d'une rampe sur laquelle glisse la main,
- ✓ Ligne de foulée : Ligne figurant la trajectoire moyenne des pas d'une personne sur un escalier. Si l'embranchement de l'escalier est  $>$  à 1 m, la ligne de foulée se place à  $d = 0,50$  m. Si l'embranchement de l'escalier est  $<$  à 1 m, la ligne de foulée se place au milieu de l'embranchement,
- ✓ Nez de marche : Pour faciliter le parcours de l'escalier, les marches sont superposées de façon à former saillie sur le nu de la contremarche, cette saillie est appelée nez de marche. Dans un escalier courant, la grandeur du nez est fonction de celle du giron au droit de la ligne de foulée et varie de 30mm pour les marches larges à maximum 50mm pour les marches étroites. Dans un escalier très raide (hauteur des marches  $\leq 200$ mm), un nez de marche trop important constitue un danger car le pied peut y rester accroché lors de la montée. Le nez de marche empêche également le talon de buter sur la contremarche lors de la descente,
- ✓ Hauteur de la marche : est la distance verticale qui sépare la surface de 2 marches consécutives,
- ✓ Giron : est la distance horizontale entre deux contremarches consécutives ou entre le nez de deux marches successives.

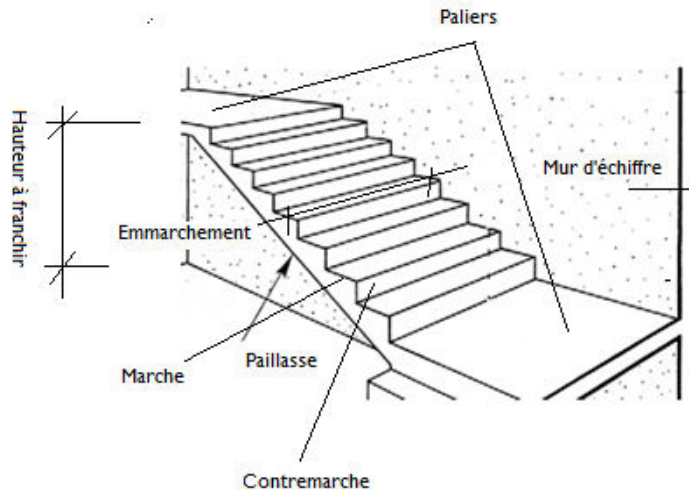


Figure II-7 : schéma d'escalier

### V.3. Caractéristiques techniques :

- ✓ Hauteur :  $H = 3,40$  m (RDC)
- ✓ Hauteur :  $H = 3,10$  m (Etages)
- ✓ Giron :  $g = 30$  cm

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

- ❖ Détermination de la hauteur de la marche, nombre des marches et contremarches :

La détermination de la hauteur de la marche se fait à partir de la formule de **BLONDEL** :

$$\text{On a : } 59 < 2h + g < 66 \quad \text{donc : } 14,5 < h < 18$$

- ✓  $h$  : varie de 15cm à 18cm
- ✓  $g$  : varie de 22cm à 33cm

Pour :  $h = 17\text{cm}$

- ✓  $N_{C(RDC)} = H/h = 340/17 = 20$
- ✓  $N_{C(ETAGE)} = H/h = 310/17 = 18$

Avec :  $N_C$  : nombre des contremarches.

- ✓ On aura 20 contremarches entre chaque étage 10 contremarches pour RDC.
- ✓ On aura 18 contremarches entre chaque étage 9 contremarches pour niveau étage courant.

$$n = N_{C(RDC)} - 1 = 9 \text{ marches pour niveau RDC.}$$

$$n = N_{C(ETAGE)} - 1 = 8 \text{ marches pour niveau étage courant.}$$

Avec :  $N_C$  : nombre des marches.

- ❖ Inclinaison de la paillasse :

**Niveau RDC :**

$$\tan \alpha = h'/L'$$

- ✓  $h' = N_C \times h \Rightarrow h' = 10 \times 17 \Rightarrow h' = 1,7 \text{ m}$
- ✓  $L' = (n - 1) \times g \Rightarrow L' = (10 - 1) \times 30 \Rightarrow L' = 2,7 \text{ m}$
- ✓  $\tan \alpha = 1,7/2,7 \quad \alpha = 32,20^\circ$

$$\text{La longueur de volée est : } L = h' / \sin(\alpha) \Rightarrow L = 3,19\text{m}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est : } L_0 / 30 \leq e \leq L_0 / 20$$

$$L_0 : \text{Longueur développée} = 3,19 + 1,5 = 3,99 \Rightarrow 4,69 / 30 \leq e \leq 4,69 / 20 \Rightarrow e = 17 \text{ cm}$$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse c'est-à-dire :  $e = 17\text{cm}$ .

**Niveau étage courant :**

$$\tan \alpha = h'/L'$$

- ✓  $h' = N_C \times h \Rightarrow h' = 9 \times 17 \Rightarrow h' = 1,53 \text{ m}$

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

$$\begin{aligned} \checkmark L' &= (n - 1) \times g \Rightarrow L' = (9 - 1) \times 30 \Rightarrow L' = 2,4 \text{ m} \\ \checkmark \tan \alpha &= 1,53/2,4 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ \end{aligned}$$

La longueur de volée est :  $L = h' / \sin \alpha \Rightarrow L = 2,85\text{m}$

L'épaisseur de la paillasse est :  $L_0 / 30 \leq e \leq L_0 / 20$

$L_0$  : Longueur développée =  $2,85 + 1,5 = 4,35 \Rightarrow 4,35/30 \leq e \leq 4,35/20 \Rightarrow e = 17 \text{ cm}$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse c'est-à-dire :  $e = 17\text{cm}$ .

### VI. Descente des charges :

#### VI.1. Introduction :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les charges réglementaires sont :

- ✓ Les charges permanentes qui présentent le poids mort(G).
- ✓ Les charges d'exploitation ou surcharges(Q).

Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

#### VI.2. Les planchers :

##### a) Plancher terrasse :

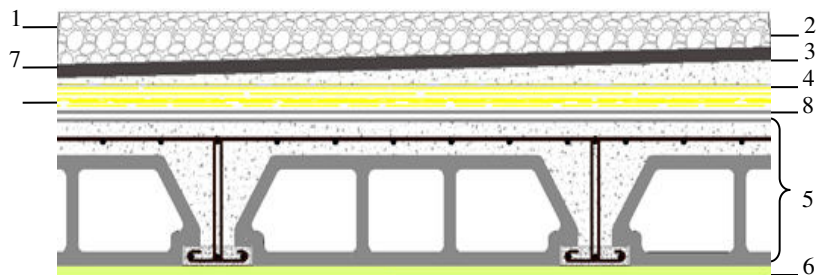
La terrasse a une zone accessible et une zone inaccessible et réalisée en plancher a corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

**Tableau II-1** : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

| Matériaux                 | Epaisseur (cm) | D (kg/m <sup>3</sup> ) | G (kg/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------|----------------|------------------------|------------------------|
| 1-protection en gravillon | 5              | 1600                   | 80                     |
| 2-Etanchéité multicouche  | 5              | 200                    | 10                     |
| 3-Forme de pente 1%       | 10             | 2200                   | 220                    |
| 4-Isolation thermique     | 4              | 400                    | 16                     |
| 5-Dalle en corps creux    | 16+4           | 1360                   | 275                    |
| 6-Enduit plâtre           | 2              | 1000                   | 20                     |
| 7-Couche de papier kraft  | /              | /                      | 1                      |
| 8-couche de par vapeur    | 0,8            | 1200                   | 10                     |

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

- ✓ La charge permanente  $G = 632 \text{ Kg/m}^2$  ;
- ✓ La charge d'exploitation (terrasse inaccessible)  $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$  ;
- ✓ La charge d'exploitation (terrasse accessible)  $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$ .

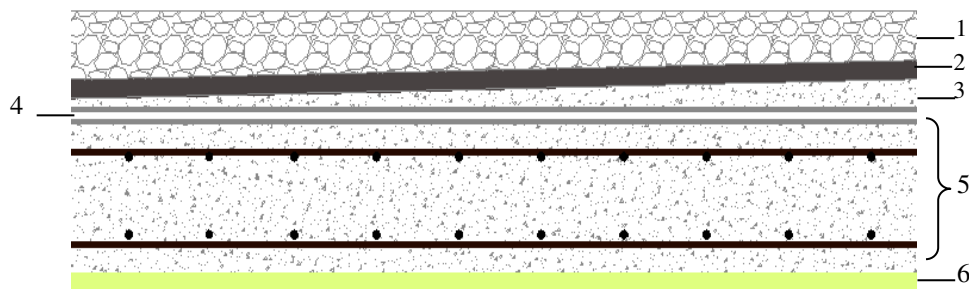


**Figure II-8** : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

**Tableau II-2** : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.

| Matériaux                 | Epaisseur (cm) | D ( $\text{kg/m}^3$ ) | G ( $\text{kg/m}^2$ ) |
|---------------------------|----------------|-----------------------|-----------------------|
| 1-protection en gravillon | 5              | 1600                  | 80                    |
| 2-Etanchéité multicouche  | 5              | 200                   | 10                    |
| 3-Forme de pente 1%       | 10             | 2200                  | 220                   |
| 4-Isolation thermique     | 4              | 400                   | 16                    |
| 5-Dalle pleine            | 16             | 2500                  | 400                   |
| 6-Enduit plâtre           | 2              | 1000                  | 20                    |

La charge permanente  $G = 746 \text{ Kg/m}^2$   
 La charge d'exploitation (terrasse inaccessible)  $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$   
 La charge d'exploitation (terrasse accessible)  $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$



**Figure II-9** : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

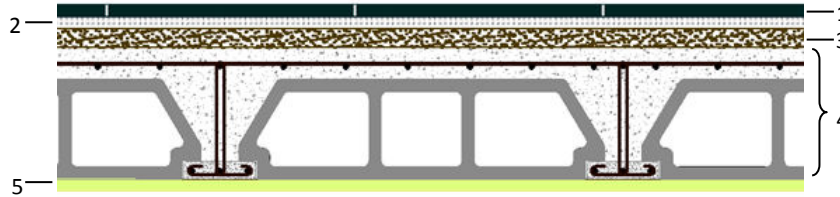
### b) Plancher étages courant :

Les plancher des étages courant sont en corps creux.

**Tableau II-3** : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

| Matériaux               | Epaisseur (cm) | D (Kg/m <sup>3</sup> ) | G (Kg/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------------|----------------|------------------------|------------------------|
| 1-Carrelage             | 2              | 2200                   | 44                     |
| 2-Mortier de pose       | 3              | 2000                   | 60                     |
| 3-Lite de sable         | 3              | 1800                   | 54                     |
| 4-Dalle en corps creux  | 16+4           | 1360                   | 275                    |
| 5-Enduit plâtre         | 2              | 1000                   | 20                     |
| 6-Cloison de séparation | 10             | 1000                   | 100                    |

- ✓ La charge permanente  $G = 553 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation (chambres)  $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation (hall de circulation)  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation (balcon)  $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$



**Figure II-10** : coupe plancher étage courant

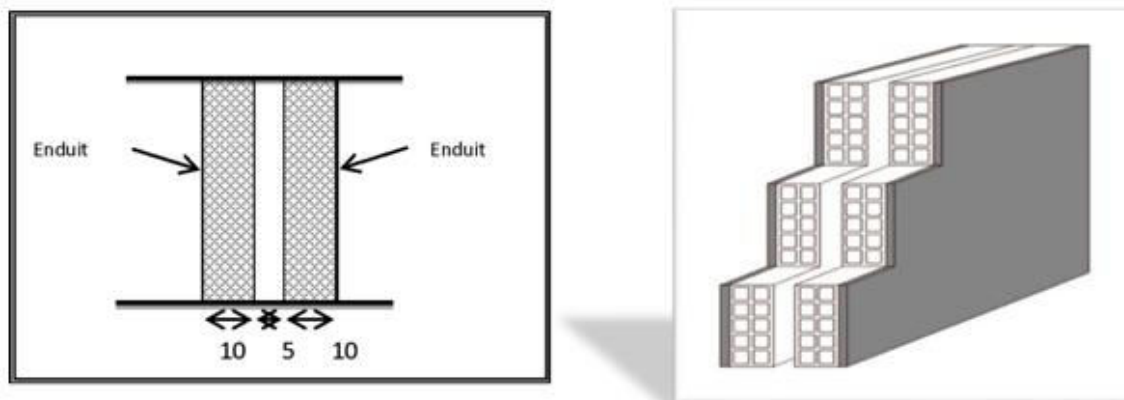
### VI.3. Mur extérieur (double cloison) :

**Tableau II-4** : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur

| Matériaux           | Epaisseur | D (Kg/m <sup>3</sup> ) | G (Kg/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------|-----------|------------------------|------------------------|
| 1-Brique creuse     | 25        | 900                    | 225                    |
| 2-Mortier de ciment | 4         | 2000                   | 80                     |
| Total               |           |                        | 305                    |

- ✓ La charge permanente (niveau RDC)  $G = 305 \times (3,4-0,45) = 899.75 \text{ Kg/m}$
- ✓ La charge permanente (niveau étage courant)  $G = 305 \times (3,1-0,45) = 808.25 \text{ Kg/m}$

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.



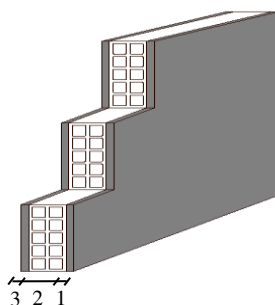
**Figure II-11 : Mur extérieur**

### VI.4. Murs intérieurs (simple cloison) :

**Tableau II-5 : Charge permanente du mur double cloison.**

| N°           | Composants                  | Épaisseur<br>(m) | Poids volumique<br>(Kg/m <sup>3</sup> ) | Poids surfacique<br>(Kg/m <sup>2</sup> ) |
|--------------|-----------------------------|------------------|---|--|
| 1            | Enduit en ciment extérieurs | 0.02             | 2000                                    | 40                                       |
| 2            | Brique creuse               | 0,10             | 900                                     | 90                                       |
| 3            | Enduit en ciment intérieur  | 0,02             | 1400                                    | 28                                       |
| <b>Total</b> |                             |                  |   | <b>158</b>                               |

- ✓ La charge permanente (niveau RDC)  $G = 158 \times (3,4-0,45) = 466.1 \text{ Kg/m}$
- ✓ La charge permanente (niveau étage courant)  $G = 158 \times (3,1-0,45) = 418.7 \text{ Kg/m}$
- ✓ La charge permanente (niveau étage courant : balcon)  $G = 158 \times 1,5 = 237 \text{ Kg/m}$



**Figure II-12 : Mur simple cloison.**

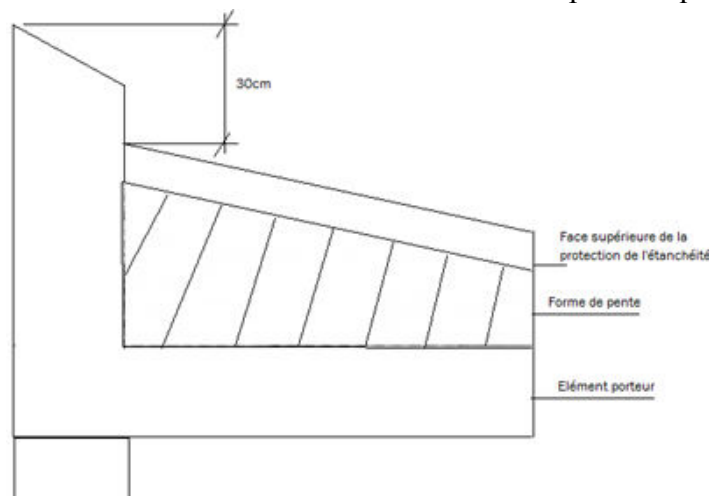
### VI.5. L'acrotère :

#### a) Rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité réalisé au niveau de la terrasse. Il forme une paroi protégeant contre tout risque de chute.

On distingue :

- ❖ **Les acrotères bas** : dont la hauteur au-dessus de la protection de l'étanchéité ne dépasse pas 300mm. Ils sont admis dans tous les cas : murs de façade en béton banché ou en maçonnerie d'éléments. Ils sont obligatoirement en béton armé. Leur épaisseur minimale «b» est de 100mm. Les acrotères bas ou hauts sont réalisés en œuvre ou préfabriqués.

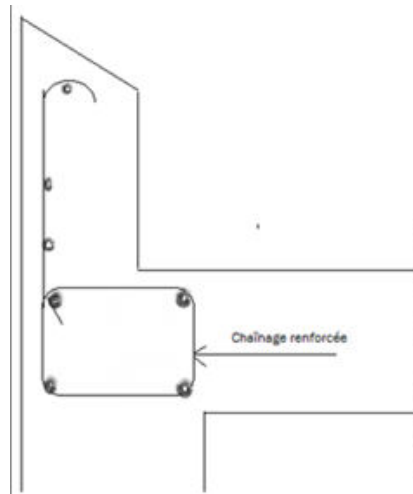


**Figure II-13** : Schéma d'un acrotère bas.

- ❖ **Les acrotères hauts en béton armé** : Les acrotères hauts sont réalisés sur toute leur hauteur en béton armé. Ils ne sont admis que s'ils surmontent des murs de façade en béton banché ou à ossature en béton armé avec maçonnerie de remplissage, L'espacement des joints verticaux ne peut dépasser :
  - ✓ 8m dans les régions sèches ou à forte opposition de température,
  - ✓ 12m dans les régions humides ou tempérées

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

Les joints transversaux doivent être calfeutrés sur tout leur développé par un mastic élastomère

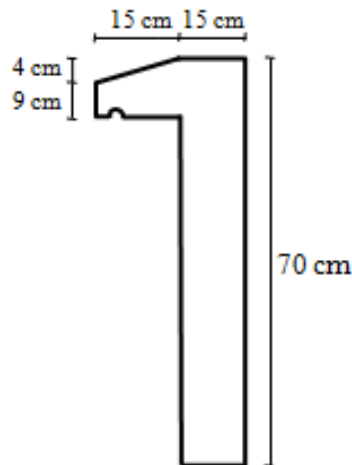


**Figure II-14** : Ferrailage d'un acrotère haut.

$$S = (0,04 \times 0,15) / (2) + (0,04 \times 0,15) + (0,09 \times 0,3) + (0,15 \times 0,57) = 0,1215 \text{ m}^2;$$

$$P = (0,1215 \times 2500) = 303,75 \text{ Kg/ml};$$

- ✓ Enduit : ep 2cm = 55Kg/ml ;
- ✓ Charge permanente : G = 358,75 Kg/ml ;
- ✓ Charge d'exploitation : Q = 100 Kg/ml.



**Figure II-15** : acrotère.



## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

**VI.6. Les balcons :** Nos balcons sont en dalle pleine.

**Tableau II-6 :** Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

| Matériaux         | Epaisseur | D (Kg/m <sup>3</sup> ) | G (Kg/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------|-----------|------------------------|------------------------|
| 1-Carrelage       | 2         | 2200                   | 44                     |
| 2-Mortier de pose | 3         | 2000                   | 60                     |
| 3-Lit de sable    | 3         | 1800                   | 54                     |
| 4-Dalle en BA     | 16        | 2500                   | 400                    |
| 5-Enduit ciment   | 2         | 2000                   | 40                     |

- ✓ La charge permanente  $G = 598 \text{ Kg/m}^2$  ;
- ✓ La charge d'exploitation  $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$ .

**VI.7. L'escalier :**

**a) Palier :**

**Tableau II-7 :** Evaluation des charges permanentes de palier.

| Matériaux         | Epaisseur (cm) | D (Kg/m <sup>3</sup> ) | G (Kg/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------|----------------|------------------------|------------------------|
| 1-Carrelage       | 2              | 2200                   | 44                     |
| 2-Mortier de pose | 3              | 2000                   | 60                     |
| 3-Lit de sable    | 3              | 1800                   | 54                     |
| 4-Dalle en BA     | 17             | 2500                   | 425                    |
| 5-Enduit ciment   | 2              | 2000                   | 40                     |

- ✓ La charge permanente  $G = 623 \text{ Kg/m}^2$  ;
- ✓ La charge d'exploitation  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$ .

**b) Paillasse :**

**Tableau II-8 :** Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC.

| Matériaux         | Epaisseur (cm) | D (Kg/m <sup>3</sup> ) | G (Kg/m <sup>2</sup> )                     |
|-------------------|----------------|------------------------|--|
| 1-Carrelage       | 2              | 2200                   | 44   |
| 2-Mortier de pose | 3              | 2000                   | 60   |
| 3-Lit de sable    | 3              | 1800                   | 54   |
| 4-Marche          | 17             | 2200                   | $(0,17/2) \times 2200 = 187$               |
| 5-Paillasse       | 17             | 2500                   | $(2500 \times 0,17) / \cos 32,20 = 502,36$ |
| 6-Enduit ciment   | 2              | 2000                   | 40   |
| 7-Gardes corps    | /              | /                      | 20   |

- ✓ La charge permanente  $G = 925,36 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

**Tableau II-9** : Evaluation des charges permanentes de Paillasse Niveau étage courant

| Matériaux         | Epaisseur (cm) | D (Kg/m <sup>3</sup> ) | G (Kg/m <sup>2</sup> )                     |
|-------------------|----------------|------------------------|--|
| 1-Carrelage       | 2              | 2200                   | 44   |
| 2-Mortier de pose | 3              | 2000                   | 60   |
| 3-Lit de sable    | 3              | 1800                   | 54   |
| 4-Marche          | 17             | 2200                   | $(0,17/2) \times 2200 = 187$               |
| 5-Paillasse       | 17             | 2500                   | $(2500 \times 0,17) / \cos 32,54 = 504,15$ |
| 6-Enduit ciment   | 2              | 2000                   | 40   |
| 7-Gardes corps    | /              | /                      | 20   |

- ✓ La charge permanente  $G = 909,15 \text{ Kg/m}^2$  ;
- ✓ La charge d'exploitation  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$ .

### VII. Pré dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux constituent les éléments porteurs du système planchers - poutres par points d'appuis isolés. Ils ont pour rôles de :

- ❖ Supporté la totalité des charges verticales ;
- ❖ participé à la stabilité transversale par le système poteaux - poutres pour combattre les efforts horizontaux notamment :
  - ✓ les effets du séisme ;
  - ✓ les effets du vent ;
  - ✓ les effets de la température ;
  - ✓ les effets de la dissymétrie des charges.

#### VII.1. Les étapes de pré dimensionnement :

En pratique, les poteaux sont pré-dimensionnés à partir du risque de flambement (limitation de l'élanement du poteau au maximum autorisé) ou encore à partir du critère de résistance : l'effort normal total agissant au niveau du pied de poteau reste admissible c'est-à-dire ne dépassant pas la capacité du béton utilisé. Le partage des charges verticales entre les différents éléments porteurs se faisant généralement au prorata des surfaces. Ces règles simples permettent d'avoir un ordre de grandeur des dimensions à donner aux poteaux dans la phase avant-projet. En Algérie, et indépendamment des charges et de la géométrie de la structure, les règles parasismiques imposent des dimensions minimales à respecter. Ainsi les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires, doivent satisfaire les conditions suivantes :

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

**Tableau II-10** : Dimensions minimales des poteaux rectangulaires.

|   |                      |
|---|----------------------|
| $\text{Min } (b, h) \geq 25 \text{ cm}$                                   | en zones I et IIa    |
| $\text{Min } (b, h) \geq 30 \text{ cm}$                                   | en zones IIb et III  |
| $\text{Min } (b, h) \geq \left( \frac{\text{Hauteur poteau}}{20} \right)$ | quelque soit la zone |

Pour les poteaux circulaires, le diamètre devra satisfaire les conditions ci-dessous :

**Tableau II-11** : Dimensions minimales des poteaux circulaires.

|                        |                      |
|------------------------|----------------------|
| $D \geq 25 \text{ cm}$ | en zone I            |
| $D \geq 30 \text{ cm}$ | en zone II           |
| $D \geq 35 \text{ cm}$ | en zone III          |
| $D \geq \frac{h}{15}$  | quelque soit la zone |

Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ( $N_u = 1,35G + 1,5Q$ ), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des Tours comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devienne : ( $N_u = 1,1N_u$ ).

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- ❖ Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.
- ❖ Calcul de la surface reprise par chaque poteau
- ❖ Vérification de la section a l'ELS
- ❖ La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le BAEL 91.
- ❖ La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA99 (Article : 7.4.1)

En zone II les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓  $\text{Min } (a, b) \geq 25 \text{ cm}$  pour la zone **I** et **IIa**
- ✓  $\text{Min } (a, b) \geq h_e / 20$

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

$$\checkmark \quad 1/4 < a / b < 4$$

Avec (a, b) : dimension de la section et  $h_e$  : hauteur d'étage.

Nous optons pour des poteaux carrés ( $a=b$ )

Les charges permanentes : on fait la descente des charges du plancher terrasse jusqu'au RDC, on majore de 10% la charge permanente pour tenir compte des poids propres des poteaux et des poutres. Les charges d'exploitation : comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissant simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5 Q (Q : charge d'exploitation).

BAEL (article B.8.4.1)

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule :

$$L'effort normal admissible est  $\overline{N}_U = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$$

Avec :

- ✓  $\overline{N}_U$  : Effort normal admissible à l'ELU.
- ✓  $B_r$  : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- ✓  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que.
- ✓  $\gamma_b = 1,5$  situation durable ou transitoire.
- ✓  $\gamma_b = 1,15$  situation accidentelle.
- ✓  $\gamma_s = 1,15$  situation durable ou transitoire.
- ✓  $\gamma_s = 1$  situation accidentelle.
- ✓  $f_{c28} = 25$  MPa et
- ✓  $f_e = 400$  MPa : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- ✓  $A_s$  : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,2% de la section réelle du poteau.
- ✓  $\alpha$  : Coefficient fonction de l'élançement du poteau.

On se fixe l'élançement mécanique  $\lambda = 35$  pour rester toujours dans les compressions centrées suivant l'article B.8.4.1 de CBA 93 d'où :

$$\checkmark \quad \alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708.$$

On suppose que  $A=0$  (cas le plus défavorable)

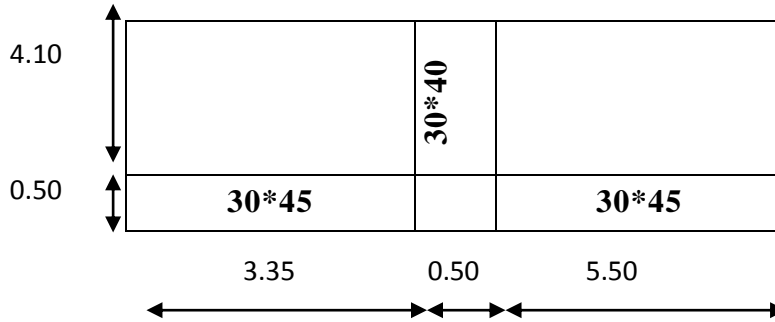
$$\text{Donc : } N_u \leq \alpha (B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b).$$

$$AN : B_r \geq 7.63N \quad (N_u \text{ en tonnes et } B_r \text{ en cm}^2)$$

**VII.2.pré dimensionnement du poteau rectangulaire le plus sollicité :**

**a) Poteau de rive :**

Le poteau le plus sollicite est à une surface offerte



**Figure II-16 : Représentation du poteau de rive le plus sollicité.**

**Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :**

❖ **Niveau terrasse :**

|                        |                                       |
|------------------------|---------------------------------------|
| Plancher :             | $0.632*9.06= 3.42t$                   |
| Poutres transversales  | $(4.1/2*0.3*0.4*2.5)= 0.615t$         |
| Poutres longitudinales | $(5.5/2+3.35/2)(0.3*0.45*2.5)= 1.49t$ |
| Surcharges :           | $0.10*9.06=0.906t$                    |

**$N_c=7.825t$**

**$N_q=0.906t$**

❖ **Niveau étage courant +RDC :**

|                        |                                      |
|------------------------|--------------------------------------|
| Plancher :             | $0.553*6.19= 3.42t$                  |
| Poutres transversales  | $(3.35/2*0.3*0.4*2.5)= 0.503t$       |
| Poutres longitudinales | $(4.1/2+3.3/2)(0.3*0.45*2.5)= 1.25t$ |
| Surcharges :           | $0.150*6.19=0.928t$                  |

**$N_c=5.17t$**

**$N_q=0.928t$**

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

**Tableau II-12** : Calcul de NU pré dimensionnement des poteaux des rives :

| Niveaux | G (t) | NG (t) | Q (t)  | NQ(t) | 1.1NU<br>(t) | Br (cm <sup>2</sup> ) | $a=((Br)^{1/2}+2)*1.2$ | B       |
|---------|-------|--------|--------|-------|--------------|-----------------------|------------------------|---------|
| 15      | 7.83  | 7.83   | 0.906t | 0.91  | 13.12        | 100.11                | 13.21                  | 30 x 30 |
| 14      | 5.17  | 13.00  | 0.928  | 1.83  | 22.33        | 170.38                | 16.25                  | 30 x 30 |
| 13      | 5.17  | 18.17  | 0.928  | 2.76  | 31.53        | 240.57                | 18.71                  | 30 x 30 |
| 12      | 5.17  | 23.34  | 0.928  | 3.69  | 40.74        | 310.84                | 20.83                  | 30 x 30 |
| 11      | 5.17  | 28.51  | 0.928  | 4.62  | 49.95        | 381.12                | 22.72                  | 30 x 30 |
| 10      | 5.17  | 33.68  | 0.928  | 5.55  | 59.16        | 451.39                | 24.44                  | 30 x 30 |
| 9       | 5.17  | 38.85  | 0.928  | 6.47  | 68.37        | 521.66                | 26.04                  | 35 x 35 |
| 8       | 5.17  | 44.02  | 0.928  | 7.40  | 77.57        | 591.86                | 27.53                  | 35 x 35 |
| 7       | 5.17  | 49.19  | 0.928  | 8.33  | 86.78        | 662.13                | 28.91                  | 35 x 35 |
| 6       | 5.17  | 54.36  | 0.928  | 9.26  | 95.99        | 732.40                | 30.26                  | 40 x 40 |
| 5       | 5.17  | 59.53  | 0.928  | 10.19 | 105.20       | 802.68                | 31.53                  | 40 x 40 |
| 4       | 5.17  | 64.70  | 0.928  | 11.11 | 114.41       | 872.95                | 32.75                  | 40 x 40 |
| 3       | 5.17  | 69.87  | 0.928  | 12.04 | 123.62       | 943.22                | 33.91                  | 40 x 40 |
| 2       | 5.17  | 75.04  | 0.928  | 12.97 | 132.83       | 1013.49               | 35.04                  | 45 x 45 |
| 1       | 5.17  | 80.21  | 0.928  | 13.90 | 142.04       | 1083.77               | 36.12                  | 45 x 45 |
| RDC     | 5.17  | 85.38  | 0.928  | 14.83 | 151.24       | 1153.96               | 37.17                  | 50x 50  |

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

### b) Poteau de centre :

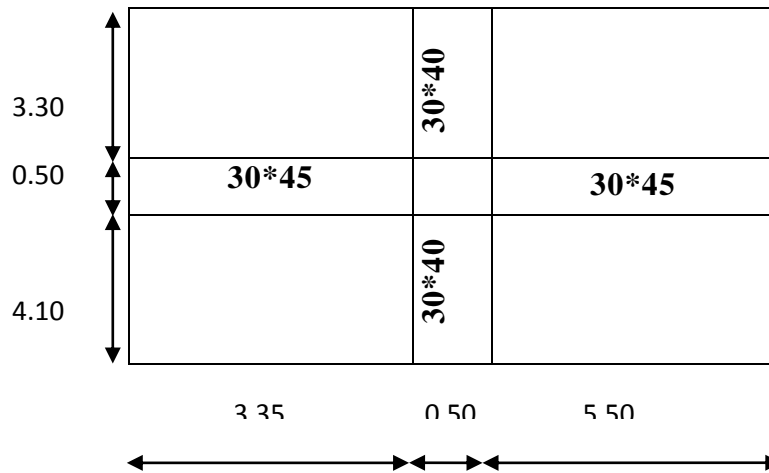


Figure II-17 : Représentation du poteau de centre le plus sollicité.

### Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

#### ❖ Niveau terrasse :

|                        |  |
|------------------------|--|
| Plancher :             | $0.632 \times 16.37 = 10.34t$  |
| Poutres transversales  | $(4.1/2 + 3.3/2) \times (0.3 \times 0.4 \times 2.5) \times 2 = 1.11 t$   |
| Poutres longitudinales | $(5.5/2 + 3.35/2) \times (0.35 \times 0.35 \times 2.5) \times 2 = 1.49t$ |
| Surcharges :           | $0.1 \times 16.37 = 1.637t$  |

**NG=12.95t**

**NQ=1.637t**

#### ❖ Niveau étage courant +RDC :

|                        |  |
|------------------------|--|
| Plancher :             | $0.632 \times 16.37 = 10.34t$  |
| Poutres transversales  | $(3.5/2 \times 0.35 \times 0.35 \times 2.5) \times 2 = 1.11 t$           |
| Poutres longitudinales | $(3.5/2 + 2.65/2) \times (0.35 \times 0.35 \times 2.5) \times 2 = 1.49t$ |
| Surcharges :           | $0.150 \times 16.37 = 2.45t$   |

**NG=12.95t**

**NQ=2.45t**

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

**Tableau II-13 : Calcul de Nu pré dimensionnement des poteaux de centre**

| niveaux    | G (t) | NG(t)  | Q (t)     | NQ (t) | 1.1NU (t) | Br(cm <sup>2</sup> ) | a = ((Br) <sup>1/2</sup> +2)*1.2 | B     |
|------------|-------|--------|-----------|--------|-----------|----------------------|----------------------------------|-------|
| 15         | 12.95 | 12.95  | 1.63<br>7 | 1.637  | 21.93     | 167.33               | 17.92                            | 30x30 |
| 14         | 12.95 | 25.9   | 2.45      | 4.08   | 45.19     | 344.80               | 24.68                            | 30x30 |
| 13         | 12.95 | 38.85  | 2.45      | 6.53   | 68.47     | 522.43               | 29.83                            | 35x35 |
| 12         | 12.95 | 51.8   | 2.45      | 8.98   | 91.74     | 699.97               | 34.15                            | 40x40 |
| 11         | 12.95 | 64.75  | 2.45      | 11.43  | 115.01    | 877.53               | 37.95                            | 40x40 |
| 10         | 12.95 | 77.7   | 2.45      | 13.88  | 138.29    | 1055.15              | 41.38                            | 45x45 |
| 9          | 12.95 | 90.65  | 2.45      | 16.33  | 161.56    | 1232.70              | 44.53                            | 50x50 |
| 8          | 12.95 | 103.6  | 2.45      | 18.78  | 184.83    | 1410.25              | 47.46                            | 50x50 |
| 7          | 12.95 | 116.5  | 2.45      | 21.23  | 208.11    | 1587.88              | 50.22                            | 55x55 |
| 6          | 12.95 | 129.5  | 2.45      | 23.68  | 231.38    | 1765.43              | 52.82                            | 55x55 |
| 5          | 12.95 | 142.5  | 2.45      | 26.13  | 254.65    | 1942.98              | 55.29                            | 60x60 |
| 4          | 12.95 | 155.4  | 2.45      | 28.58  | 273.88    | 2089.70              | 57.26                            | 60x60 |
| 3          | 12.95 | 168.4  | 2.45      | 31.03  | 301.20    | 2298.16              | 59.93                            | 65x65 |
| 2          | 12.95 | 181.3  | 2.45      | 33.48  | 324.47    | 2475.71              | 62.11                            | 65x65 |
| 1          | 12.95 | 194.25 | 2.45      | 35.93  | 347.75    | 2653.33              | 64.21                            | 70x70 |
| <b>RDC</b> | 12.95 | 207.2  | 2.45      | 38.38  | 371.02    | 2830.88              | 66.25                            | 70x70 |

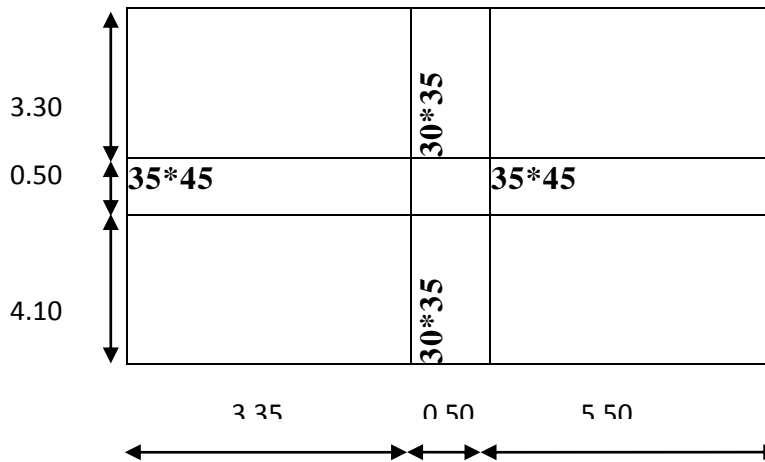
**NB :** Apres la modélisation avec ROBOT on constate que les conditions de l'RPA ne sont pas vérifiées donc on doit augmenter les sections des poteaux.



**VII.3. Choix du poteau rectangulaire le plus sollicité après vérification :**

**a) Poteau de centre :**

- ✓ Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « D-5 ».
- ✓ La surface reprise par le poteau :
- ✓ La surface complète :  $S = 4,325 \times 4 = 17,30 \text{ m}^2$
- ✓ La surface du plancher de 15<sup>ème</sup> & 14<sup>ème</sup> :  $S_p = (5.5/2 + 3.35/2) \times (4.1/2 + 3.3/2) = 16,37 \text{ m}^2$
- ✓ La surface du plancher 13<sup>ème</sup> & 12<sup>ème</sup> & 11<sup>ème</sup> :  $S_p = (5.5/2 + 3.35/2) \times (4.1/2 + 3.3/2) + (0,30 \times 0,30) - (45 \times 0,45) = 16,26 \text{ m}^2$
- ✓ La surface du plancher 10<sup>ème</sup> & 9<sup>ème</sup> étage & 8<sup>ème</sup> étage :  $S_p = (5.5/2 + 3.35/2) \times (4.1/2 + 3.3/2) + (0,30 \times 0,30) - (0,60 \times 0,60) = 16,10 \text{ m}^2$
- ✓ La surface du plancher 7<sup>ème</sup> étage & 6<sup>ème</sup> étage :  $S_p = (5.5/2 + 3.35/2) \times (4.1/2 + 3.3/2) + (0,30 \times 0,30) - (0,65 \times 0,65) = 16,04 \text{ m}^2$
- ✓ La surface du plancher 5<sup>ème</sup> étage & 4<sup>ème</sup> étage :  $S_p = (5.5/2 + 3.35/2) \times (4.1/2 + 3.3/2) + (0,30 \times 0,0) - (0,70 \times 0,70) = 15,97 \text{ m}^2$
- ✓ La surface du plancher 3<sup>ème</sup> étage & 2<sup>ème</sup> étage :  $S_p = (5.5/2 + 3.35/2) \times (4.1/2 + 3.3/2) + (0,30 \times 0,30) - (0,80 \times 0,80) = 15,82 \text{ m}^2$
- ✓ La surface du plancher 1<sup>ème</sup> étage & RDC :  $S_p = (5.5/2 + 3.35/2) \times (4.1/2 + 3.3/2) + (0,30 \times 0,30) - (0,90 \times 0,90) = 15,65 \text{ m}^2$



**Figure II-18 :** Représentation du poteau le plus sollicité après vérification.

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

**Tableau II-14** : Correction du Pré-dimensionnement des poteaux.

| Niveau d'étage             |        | 15 <sup>ème</sup> | 14 <sup>ème</sup> | 13 <sup>ème</sup> | 12 <sup>ème</sup> | 11 <sup>ème</sup> | 10 <sup>ème</sup> |
|----------------------------|--------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| <b>Dimension du poteau</b> | a (cm) | 30                | 30                | 45                | 45                | 45                | 60                |
|                            | b (cm) | 30                | 30                | 45                | 45                | 45                | 60                |
| Niveau d'étage             |        | 9 <sup>ème</sup>  | 8 <sup>ème</sup>  | 7 <sup>ème</sup>  | 6 <sup>ème</sup>  | 5 <sup>ème</sup>  | 4 <sup>ème</sup>  |
| <b>Dimension du poteau</b> | a (cm) | 60                | 60                | 65                | 65                | 70                | 70                |
|                            | b (cm) | 60                | 60                | 65                | 65                | 70                | 70                |
| Niveau d'étage             |        | 3 <sup>ème</sup>  | 2 <sup>ème</sup>  | 1 <sup>ème</sup>  | RDC               |                   |                   |
| <b>Dimension du poteau</b> | a (cm) | 80                | 80                | 90                | 90                |                   |                   |
|                            | b (cm) | 80                | 80                | 90                | 90                |                   |                   |

### b) Calcul de l'effort $\bar{N}_u$ :

Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} ; \text{ Pour } \lambda < 50 \text{ et } \alpha = \left(0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2\right) ; \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ et } i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Où :

- ✓ i : Rayon de giration.
- ✓  $\lambda$  : L'élancement géométrique.
- ✓  $L_f$  : Longueur de flambement.

### ❖ Calcul de la longueur de flambement $L_f$ :

Le règlement CBA93 définit la longueur de flambement  $L_f$  comme suit :

- ✓  $0,7 \times L_0$  : si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- ✓  $L_0$  : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend :  $L_f = 0,7 L_0$  (poteau avec des extrémités encastrés jusqu'à fondation).

- RDC :  $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,40 = 2,38 \text{ m}$
- Etage Courant :  $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,10 = 2,17 \text{ m}$

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

**Tableau II-15** : Calcule de  $\bar{N}_u$  des poteaux de la Tour.

|                               | Dimension (cm) | Br (cm <sup>2</sup> ) | L <sub>f</sub> (m) | i      | λ     | α    | As (mm <sup>2</sup> ) | $\bar{N}_u$ (kN) |
|-------------------------------|----------------|-----------------------|--------------------|--------|-------|------|-----------------------|------------------|
| <b>15<sup>ème</sup> étage</b> | 30x30          | 784                   | 2,170              | 0,0866 | 25.06 | 0,44 | 180                   | <b>666,36</b>    |
| <b>14<sup>ème</sup> étage</b> | 30x30          | 784                   | 2,170              | 0,0866 | 25.06 | 0,44 | 180                   | <b>666,36</b>    |
| <b>13<sup>ème</sup> étage</b> | 45x45          | 1849                  | 2,170              | 0,1299 | 16.71 | 0,51 | 405                   | <b>1818,12</b>   |
| <b>12<sup>ème</sup> étage</b> | 45x45          | 1849                  | 2,170              | 0,1299 | 16.71 | 0,51 | 405                   | <b>1818,12</b>   |
| <b>11<sup>ème</sup> étage</b> | 45x45          | 1849                  | 2,170              | 0,1299 | 16.71 | 0,51 | 405                   | <b>1818,12</b>   |
| <b>10<sup>ème</sup> étage</b> | 60x60          | 3364                  | 2,170              | 0.1732 | 12.53 | 0,55 | 720                   | <b>3564,04</b>   |
| <b>9<sup>ème</sup> étage</b>  | 60x60          | 3364                  | 2,170              | 0.1732 | 12.53 | 0,55 | 720                   | <b>3564,04</b>   |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b>  | 60x60          | 3364                  | 2,170              | 0.1732 | 12.53 | 0,55 | 720                   | <b>3564,04</b>   |
| <b>7<sup>ème</sup> étage</b>  | 65x65          | 3969                  | 2,170              | 0.1876 | 11.57 | 0,56 | 845                   | <b>4280,59</b>   |
| <b>6<sup>ème</sup> étage</b>  | 65x65          | 3969                  | 2,170              | 0.1876 | 11.57 | 0,56 | 845                   | <b>4280,59</b>   |
| <b>5<sup>ème</sup> étage</b>  | 70x70          | 4624                  | 2,170              | 0.2021 | 10.74 | 0,57 | 980                   | <b>5075,18</b>   |
| <b>4<sup>ème</sup> étage</b>  | 70x70          | 4624                  | 2,170              | 0.2021 | 10.74 | 0,57 | 980                   | <b>5075,18</b>   |
| <b>3<sup>ème</sup> étage</b>  | 80x80          | 6084                  | 2,170              | 0.2309 | 9.40  | 0,58 | 1280                  | <b>6792,89</b>   |
| <b>2<sup>ème</sup> étage</b>  | 80x80          | 6084                  | 2,170              | 0.2309 | 9.40  | 0,58 | 1280                  | <b>6792,89</b>   |
| <b>1<sup>ème</sup> étage</b>  | 90x90          | 7744                  | 2,170              | 0.2598 | 8.35  | 0,59 | 1620                  | <b>8793,49</b>   |
| <b>RDC</b>                    | 90x90          | 7744                  | 2,380              | 0.2598 | 8.35  | 0,59 | 1620                  | <b>8793,49</b>   |

### VII.4. Descente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

#### a) Charges d'exploitation :

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

**Loi de régression.** Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, .....n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à  $0,5Q$ .

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

Avec :

- ✓  $n$  : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- ✓  $Q_0$  : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- ✓  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le  $\frac{3+n}{2n}$  à partir du cinquième étage.

Pour une section carrée  $Br = (a-0,02)^2$  d'où :  $a = \sqrt{Br} + 0,02$  (en m)

D'après le RPA 99 : On prend une majoration dynamique de 1,2.

- 15<sup>ème</sup> étage :  $Q_{cum} = Q_0$
- 14<sup>ème</sup> étage :  $Q_{cum} = Q_0 + Q_1$
- 13<sup>ème</sup> étage :  $Q_{cum} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- 12<sup>ème</sup> étage :  $Q_{cum} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- 11<sup>ème</sup> étage :  $Q_{cum} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- 10<sup>ème</sup> étage :  $Q_{cum} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- 9<sup>ème</sup> étage :  $Q_{cum} = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- 8<sup>ème</sup> étage :  $Q_{cum} = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- 7<sup>ème</sup> étage :  $Q_{cum} = Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
- 6<sup>ème</sup> étage :  $Q_{cum} = Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$
- 5<sup>ème</sup> étage :  $Q_{cum} = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$
- 4<sup>ème</sup> étage :  $Q_{cum} = Q_0 + 0,63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$
- 3<sup>ème</sup> étage :  $Q_{cum} = Q_0 + 0,63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

- 2<sup>ème</sup> étage :  $Q_{cum} = Q_0 + 0,62 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13})$
- 1<sup>ème</sup> étage :  $Q_{cum} = Q_0 + 0,61 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14})$
- RDC :  $Q_{cum} = Q_0 + 0,60 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{15})$

**Tableau II-16 : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.**

|                               | q<br>(kN/m <sup>2</sup> )                     | S<br>(m <sup>2</sup> ) | Q = q x S<br>(kN) |        | $\frac{3+n}{2n}$ | Q <sub>cum</sub><br>(kN) |
|-------------------------------|---|------------------------|-------------------|--------|------------------|--------------------------|
|                               |   |                        | Q <sub>0</sub> =  |        |                  |                          |
| <b>15<sup>ème</sup> étage</b> | q <sub>acc</sub> =1,5<br>q <sub>inac</sub> =1 | 10,175<br>6,195        | Q <sub>0</sub> =  | 21,46  |                  | <b>21,46</b>             |
| <b>14<sup>ème</sup> étage</b> | 2,5   | 16,37                  | Q <sub>1</sub> =  | 40,925 | 1                | <b>62,385</b>            |
| <b>13<sup>ème</sup> étage</b> | 2,5   | 16,26                  | Q <sub>2</sub> =  | 40,65  | 0,95             | <b>98,956</b>            |
| <b>12<sup>ème</sup> étage</b> | 2,5   | 16,26                  | Q <sub>3</sub> =  | 40,65  | 0,90             | <b>131,463</b>           |
| <b>11<sup>ème</sup> étage</b> | 2,5   | 16,26                  | Q <sub>4</sub> =  | 40,65  | 0,85             | <b>159,900</b>           |
| <b>10<sup>ème</sup> étage</b> | 2,5   | 16,10                  | Q <sub>5</sub> =  | 40,25  | 0,80             | <b>183,960</b>           |
| <b>9<sup>ème</sup> étage</b>  | 2,5   | 16,10                  | Q <sub>6</sub> =  | 40,25  | 0,75             | <b>203,991</b>           |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b>  | 2,5   | 16,10                  | Q <sub>7</sub> =  | 40,25  | 0,71             | <b>222,833</b>           |
| <b>7<sup>ème</sup> étage</b>  | 2,5   | 16,04                  | Q <sub>8</sub> =  | 40,10  | 0,69             | <b>244,830</b>           |
| <b>6<sup>ème</sup> étage</b>  | 2,5   | 16,04                  | Q <sub>9</sub> =  | 40,10  | 0,67             | <b>265,223</b>           |
| <b>5<sup>ème</sup> étage</b>  | 2,5   | 15,97                  | Q <sub>10</sub> = | 39,93  | 0,65             | <b>283,901</b>           |
| <b>4<sup>ème</sup> étage</b>  | 2,5   | 15,97                  | Q <sub>11</sub> = | 39,93  | 0,63             | <b>300,982</b>           |
| <b>3<sup>ème</sup> étage</b>  | 2,5   | 15,82                  | Q <sub>12</sub> = | 39,55  | 0,63             | <b>325,898</b>           |
| <b>2<sup>ème</sup> étage</b>  | 2,5   | 15,82                  | Q <sub>13</sub> = | 39,55  | 0,62             | <b>345,587</b>           |
| <b>1<sup>ème</sup> étage</b>  | 2,5   | 15,65                  | Q <sub>14</sub> = | 39,13  | 0,61             | <b>364,228</b>           |
| <b>RDC</b>                    | 2,5   | 15,65                  | Q <sub>15</sub> = | 39,13  | 0,60             | <b>382,087</b>           |

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

### b) Charges permanentes et l'effort normal « Nu » :

- **15<sup>ème</sup> étage**

$$G_{\text{Poutre.P}} = [(0,35 \times 0,45)(5,5/2 + 3,35/2)] \times 25 = 17,423 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35)(4,1/2 + 3,3/2)] \times 25 = 9,713 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0,30 \times 0,30 \times 3,10 \times 25 = 6,975 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Plancher}} = G \times S_p = 6,32 \times 16,37 = 103,458 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G = 137,569 \text{ KN}$$

- **14<sup>ème</sup> étage**

$$G_{\text{Poutre.P}} = [(0,35 \times 0,45)(5,5/2 + 3,35/2)] \times 25 = 17,423 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35)(4,1/2 + 3,3/2)] \times 25 = 9,713 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0,30 \times 0,30 \times 3,10 \times 25 = 6,975 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 4,266 \times 4,54 = 19,37 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Plancher}} = G \times S_p = 5,200 \times 16,37 = 85,124 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G = 138,605 \text{ KN}$$

- **13<sup>ème</sup> étage & 12<sup>ème</sup> étage & 11<sup>ème</sup> étage**

$$G_{\text{Poutre.P}} = [(0,35 \times 0,45)((5,5 - 0,15)/2 + (3,35 - 0,15)/2)] \times 25 = 16,83 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutre.S}} = [(0,3 \times 0,35)((4,1 - 0,15)/2 + (3,3 - 0,15)/2)] \times 25 = 9,32 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0,45 \times 0,45 \times 3,10 \times 25 = 15,69 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 4,266 \times 4,53 = 19,325 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Plancher}} = G \times S_p = 5,200 \times 16,26 = 20,28 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G = 81,445 \text{ kN}$$

- **10<sup>ème</sup> étage & 9<sup>ème</sup> étage & 8<sup>ème</sup> étage**

$$G_{\text{Poutre.P}} = [(0,35 \times 0,45)((5,35 - 0,15)/2 + (3,2 - 0,15)/2)] \times 25 = 16,240 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35)((3,95 - 0,15)/2 + (3,15 - 0,15)/2)] \times 25 = 8,925 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0,60 \times 0,60 \times 3,10 \times 25 = 27,900 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 4,266 \times 4,52 = 19,282 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Plancher}} = G \times S_p = 5,200 \times 16,10 = 83,72 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G = 156,067 \text{ KN}$$

- **6<sup>ème</sup> étage et 7<sup>ème</sup> étage**

$$G_{\text{Poutre.P}} = [(0,35 \times 0,45)((5,20 - 0,05)/2 + (3,05 - 0,05)/2)] \times 25 = 16,045 \text{ KN}$$

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

$$G_{\text{Poutre .S}} = [(0,30 \times 0,35)((3,80 - 0,05)/2 + (3,00 - 0,05)/2)] \times 25 = 8,794 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0,65 \times 0,65 \times 3,10 \times 25 = 32,74 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 4,266 \times 4,199 = 17,913 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Plancher}} = G \times S_p = 5,200 \times 16,04 = 83,408 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \mathbf{G = 158,900 \text{ KN}}$$

- **5<sup>ème</sup> étage et 4<sup>ème</sup> étage**

$$G_{\text{Poutre .P}} = [(0,35 \times 0,45)((5,15 - 0,05)/2 + (3,00 - 0,05)/2)] \times 25 = 15,848 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutre .S}} = [(0,3 \times 0,35)((3,75 - 0,05)/2 + (2,95 - 0,05)/2)] \times 25 = 8,663 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0,70 \times 0,70 \times 3,10 \times 25 = 37,975 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 4,266 \times 4,198 = 17,909 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Plancher}} = G \times S_p = 5,200 \times 15,97 = 83,044 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \mathbf{G = 163,439 \text{ KN}}$$

- **3<sup>ème</sup> étage et 2<sup>ème</sup> étage**

$$G_{\text{Poutre .P}} = [(0,35 \times 0,45)((5,10 - 0,10)/2 + (2,95 - 0,10)/2)] \times 25 = 15,455 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutre .S}} = [(0,3 \times 0,35)((3,70 - 0,10)/2 + (2,90 - 0,10)/2)] \times 25 = 8,400 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0,80 \times 0,80 \times 3,10 \times 25 = 49,600 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 4,266 \times 4,195 = 17,896 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Plancher}} = G \times S_p = 5,200 \times 15,82 = 82,264 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \mathbf{G = 170,615 \text{ KN}}$$

- **1<sup>ère</sup> étage**

$$G_{\text{Poutre .P}} = [(0,35 \times 0,45)((5,00 - 0,10)/2 + (2,85 - 0,10)/2)] \times 25 = 15,061 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutre .S}} = [(0,3 \times 0,35)((3,60 - 0,10)/2 + (2,80 - 0,10)/2)] \times 25 = 8,138 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0,90 \times 0,90 \times 3,10 \times 25 = 62,775 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 4,266 \times 4,192 = 17,883 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Plancher}} = G \times S_p = 5,200 \times 15,65 = 81,380 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \mathbf{G = 185,237 \text{ KN}}$$

- **RDC**

$$G_{\text{Poutre .P}} = [(0,35 \times 0,45)((5,00 - 0,10)/2 + (2,85 - 0,10)/2)] \times 25 = 15,061 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutre .S}} = [(0,3 \times 0,35)((3,60 - 0,10)/2 + (2,80 - 0,10)/2)] \times 25 = 8,138 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0,90 \times 0,90 \times 3,40 \times 25 = 68,850 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 4,266 \times 4,192 = 17,883 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Plancher}} = G \times S_p = 5,200 \times 15,65 = 81,380 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \mathbf{G = 191,312 \text{ KN}}$$

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

### ❖ Vérifications du $1,1 Nu \leq \bar{N}_u$ :

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive ( $N_u = 1,35G + 1,5Q$ ).

**Tableau II-17 : 1<sup>er</sup> Vérifications du  $1,1Nu \leq \bar{N}_u$  des poteaux de Tour**

|                               | <b>G</b>    | <b>G<sub>cum</sub></b> | <b>Q<sub>cum</sub></b> | <b>Nu</b>   | <b>1,1 Nu</b>  | <b><math>\bar{N}_u</math></b> | <b><math>1,1 Nu \leq \bar{N}_u</math></b> |
|-------------------------------|-------------|------------------------|------------------------|-------------|----------------|-------------------------------|---|
|                               | <b>(kN)</b> | <b>(kN)</b>            | <b>(kN)</b>            | <b>(kN)</b> | <b>(kN)</b>    | <b>(kN)</b>                   |   |
| <b>15<sup>ème</sup> étage</b> | 137,57      | 137,57                 | 21,46                  | 217,908     | <b>239,70</b>  | <b>666,36</b>                 | Oui                                       |
| <b>14<sup>ème</sup> étage</b> | 138,61      | 276,17                 | 62,39                  | 466,41      | <b>513,05</b>  | <b>666,36</b>                 | Oui                                       |
| <b>13<sup>ème</sup> étage</b> | 81,45       | 357,62                 | 98,96                  | 631,22      | <b>694,34</b>  | <b>1818,12</b>                | Oui                                       |
| <b>12<sup>ème</sup> étage</b> | 81,45       | 439,06                 | 131,46                 | 789,93      | <b>868,92</b>  | <b>1818,12</b>                | Oui                                       |
| <b>11<sup>ème</sup> étage</b> | 81,45       | 520,51                 | 159,90                 | 942,54      | <b>1036,79</b> | <b>1818,12</b>                | Oui                                       |
| <b>10<sup>ème</sup> étage</b> | 156,07      | 676,58                 | 183,96                 | 1189,32     | <b>1308,25</b> | <b>3564,04</b>                | Oui                                       |
| <b>9<sup>ème</sup> étage</b>  | 156,07      | 832,64                 | 203,99                 | 1430,06     | <b>1573,06</b> | <b>3564,04</b>                | Oui                                       |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b>  | 156,07      | 988,71                 | 222,83                 | 1669,01     | <b>1835,91</b> | <b>3564,04</b>                | Oui                                       |
| <b>7<sup>ème</sup> étage</b>  | 158,90      | 1147,61                | 244,83                 | 1916,52     | <b>2108,17</b> | <b>4280,59</b>                | Oui                                       |
| <b>6<sup>ème</sup> étage</b>  | 158,90      | 1306,51                | 265,22                 | 2161,62     | <b>2377,79</b> | <b>4280,59</b>                | Oui                                       |
| <b>5<sup>ème</sup> étage</b>  | 163,44      | 1469,95                | 283,90                 | 2410,28     | <b>2651,31</b> | <b>5075,18</b>                | Oui                                       |
| <b>4<sup>ème</sup> étage</b>  | 163,44      | 1633,39                | 300,98                 | 2656,55     | <b>2922,20</b> | <b>5075,18</b>                | Oui                                       |
| <b>3<sup>ème</sup> étage</b>  | 170,62      | 1804,00                | 325,90                 | 2924,25     | <b>3216,68</b> | <b>6792,89</b>                | Oui                                       |
| <b>2<sup>ème</sup> étage</b>  | 170,62      | 1974,62                | 345,59                 | 3184,12     | <b>3502,53</b> | <b>6792,89</b>                | Oui                                       |
| <b>1<sup>ème</sup> étage</b>  | 185,24      | 2159,86                | 364,23                 | 3462,15     | <b>3808,36</b> | <b>8793,49</b>                | Oui                                       |
| <b>RDC</b>                    | 191,31      | 2351,17                | 382,09                 | 3747,21     | <b>4121,93</b> | <b>8793,49</b>                | Oui                                       |



## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

### ❖ Vérification spécifiques selon le RPA 99 / version 2003 : Sollicitations normale :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3.1) :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations sismique, l'effort normal de compression de calcul est limité

par la condition suivante :  $\frac{N_u}{B \times F_{c28}} \leq 0,3$ .

**Tableau II-18** : Efforts : 1 – Cas : 14A17 : Extrêmes globaux.

|            | FX [kN] | FY [kN] | FZ [kN] | MX[kNm] | MY[kNm] | MZ[kNm] |
|------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| <b>MAX</b> | 287,81  | 89,23   | 89,56   | 2,37    | 59,72   | 53,79   |
| <b>MIN</b> | -57,83  | -82,05  | -90,60  | -2,49   | -59,74  | -49,37  |

D'après le tableau (qui est obtenu par logiciel ROBOT) ci-dessus on aura l'effort Nacc.

**Tableau II-19** : 2<sup>ème</sup> Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

|                               | Nacc<br>(kN) | f <sub>c28</sub><br>(kN/cm <sup>2</sup> ) | B (cm <sup>2</sup> ) | $\frac{N_{acc}}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$ |
|-------------------------------|--------------|---|----------------------|---|
| <b>15<sup>ème</sup> étage</b> | 287,81       | 2,5                                       | 900                  | Condition vérifiée                          |
| <b>14<sup>ème</sup> étage</b> | 438,74       | 2,5                                       | 900                  | Condition vérifiée                          |
| <b>13<sup>ème</sup> étage</b> | 714,84       | 2,5                                       | 2025                 | Condition vérifiée                          |
| <b>12<sup>ème</sup> étage</b> | 991,35       | 2,5                                       | 2025                 | Condition vérifiée                          |
| <b>11<sup>ème</sup> étage</b> | 1275,33      | 2,5                                       | 2025                 | Condition vérifiée                          |
| <b>10<sup>ème</sup> étage</b> | 1572,32      | 2,5                                       | 3600                 | Condition vérifiée                          |
| <b>9<sup>ème</sup> étage</b>  | 1871,32      | 2,5                                       | 3600                 | Condition vérifiée                          |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b>  | 2174,46      | 2,5                                       | 3600                 | Condition vérifiée                          |
| <b>7<sup>ème</sup> étage</b>  | 2483,62      | 2,5                                       | 4225                 | Condition vérifiée                          |
| <b>6<sup>ème</sup> étage</b>  | 2794,09      | 2,5                                       | 4225                 | Condition vérifiée                          |
| <b>5<sup>ème</sup> étage</b>  | 3109,17      | 2,5                                       | 4900                 | Condition vérifiée                          |
| <b>4<sup>ème</sup> étage</b>  | 3423,13      | 2,5                                       | 4900                 | Condition vérifiée                          |
| <b>3<sup>ème</sup> étage</b>  | 3744,13      | 2,5                                       | 6400                 | Condition vérifiée                          |
| <b>2<sup>ème</sup> étage</b>  | 4061,17      | 2,5                                       | 6400                 | Condition vérifiée                          |
| <b>1<sup>ère</sup> étage</b>  | 4385,83      | 2,5                                       | 8100                 | Condition vérifiée                          |
| <b>RDC</b>                    | 4319,97      | 2,5                                       | 8100                 | Condition vérifiée                          |

❖ **Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :**

Selon l'RPA 99 / version 2003 Art 7.4.3.2 :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

- ✓  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075$
- ✓  $\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_d = 0,040$

$\lambda_g$  : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2).}$$

Avec :

- ✓ a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.
- ✓  $L_f$  : longueur de flambement du poteau.
- ✓  $L_f = 0,7 \times 3,40 = 2,38 \text{ m}$
- ✓  $L_f = 0,7 \times 3,10 = 2,17 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

Avec :

- ✓ b = largeur de poteaux
- ✓ d = hauteur utile = 0,9 h

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

**Tableau II-20 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.**

| Poteaux   | $T_{max}$<br>(kN) | $\tau_u$<br>(MPa) | $\lambda_g$ | $\rho_d$ | $\tau_{bu}$<br>(MPa) | Observation        |
|---|-------------------|-------------------|-------------|----------|----------------------|--------------------|
| 15 <sup>ème</sup> étage (30×30) cm <sup>2</sup> | 90,60             | 1,12              | 7,23        | 0,075    | 1,875                | Condition vérifiée |
| 14 <sup>ème</sup> étage (30×30) cm <sup>2</sup> | 81,28             | 1,00              | 7,23        | 0,075    | 1,875                | Condition vérifiée |
| 13 <sup>ème</sup> étage (45×45) cm <sup>2</sup> | 136,45            | 0,75              | 4,82        | 0,040    | 1                    | Condition vérifiée |
| 12 <sup>ème</sup> étage (45×45) cm <sup>2</sup> | 138,02            | 0,76              | 4,82        | 0,040    | 1                    | Condition vérifiée |
| 11 <sup>ème</sup> étage (45×45) cm <sup>2</sup> | 135,81            | 0,75              | 4,82        | 0,040    | 1                    | Condition vérifiée |
| 10 <sup>ème</sup> étage (60×60) cm <sup>2</sup> | 147,46            | 0,46              | 3,62        | 0,040    | 1                    | Condition vérifiée |
| 09 <sup>ème</sup> étage (60×60) cm <sup>2</sup> | 144,89            | 0,45              | 3,62        | 0,040    | 1                    | Condition vérifiée |
| 08 <sup>ème</sup> étage (60×60) cm <sup>2</sup> | 141,96            | 0,44              | 3,62        | 0,040    | 1                    | Condition vérifiée |
| 07 <sup>ème</sup> étage (65×65) cm <sup>2</sup> | 139,83            | 0,37              | 3,34        | 0,040    | 1                    | Condition vérifiée |
| 06 <sup>ème</sup> étage (65×65) cm <sup>2</sup> | 134,59            | 0,35              | 3,34        | 0,040    | 1                    | Condition vérifiée |
| 05 <sup>ème</sup> étage (70×70) cm <sup>2</sup> | 129,65            | 0,29              | 3,10        | 0,040    | 1                    | Condition vérifiée |
| 04 <sup>ème</sup> étage (70×70) cm <sup>2</sup> | 120,75            | 0,27              | 3,10        | 0,040    | 1                    | Condition vérifiée |
| 03 <sup>ème</sup> étage (80×80) cm <sup>2</sup> | 114,65            | 0,20              | 2,71        | 0,040    | 1                    | Condition vérifiée |
| 02 <sup>ème</sup> étage (80×80) cm <sup>2</sup> | 98,06             | 0,17              | 2,71        | 0,040    | 1                    | Condition vérifiée |
| 01 <sup>ère</sup> étage (90×90) cm <sup>2</sup> | 124,47            | 0,17              | 2,41        | 0,040    | 1                    | Condition vérifiée |
| RDC (90×90) cm <sup>2</sup>                     | 256,77            | 0,35              | 2,41        | 0,040    | 1                    | Condition vérifiée |

### ❖ Vérification du poteau au flambement :

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 15<sup>ème</sup> étage parce qu'il a la plus faible section.

✓ Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = ab^3/12 = 30^4/12 = 67500 \text{ cm}^4$$

✓ Rayon de giration  $i_x, i_y$  :

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x/(a \times b)} = \sqrt{67500 / 900} = 8,660 \text{ cm}$$

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

✓ Elancement mécanique  $\lambda (x, y)$  :

$$L_f = K \times H_o$$

Avec :

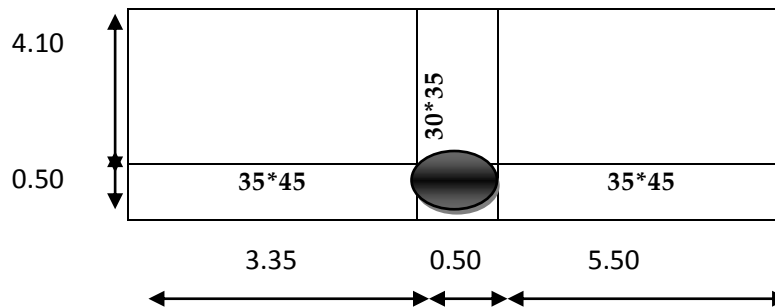
- ✓  $L_f$  : longueur de flambement.
- ✓  $K = 0,7$  ; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.
- ✓  $\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = 0,7 \times 3,10 / 8,660 \times 10^{-2} = 25,06$
- ✓  $\lambda_x = \lambda_y = 25,06 < 70 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

### VII.5. Pré dimensionnement du poteau circulaire le plus sollicité :

#### a) Choix du poteau le plus sollicité :

- ✓ Dans notre structure, le poteau circulaire le plus sollicité dans l'entrée de la Tour est le poteau « A5 » ;
- ✓ La surface reprise par le poteau circulaire ;
- ✓ La surface complète :  $S = 4,325 \times 1,5 = 6,34 \text{ m}^2$ .

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte



**Figure II-19** : Représentation du poteau circulaire le plus sollicité de l'entrée de la Tour.

#### b) Dimensions des poteaux circulaires :

- ✓ Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires doivent répondre aux conditions du RPA 99 / version 2003 :  $\text{MIN} (a,b) \geq 30\text{cm}$  en zone IIa.
- ✓ Les dimensions de la section des poteaux circulaires doivent répondre aux conditions du RPA 99 / version 2003 :  $D \geq 30 \text{ cm}$  en zone IIa.

**Tableau II-21** : Pré dimensionnement des poteaux circulaires de l'entrée de Tour.

|                                       |               |    |
|---------------------------------------|---------------|----|
| <b>Dimension du poteau circulaire</b> | <b>D (cm)</b> | 50 |
|---------------------------------------|---------------|----|

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

Pour notre cas, on prend :  $L_f = 0,7 \times L_0$  (poteau avec des extrémités encastres jusqu'à la fondation).

$$\text{RDC :} \quad \Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,40 = 2,38 \text{ m}$$

### c) Calcul de l'effort $\bar{N}_u$ :

$$\text{L'effort normal admissible est : } \bar{N}_u = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

**Tableau II-22** : calcul de  $\bar{N}_u$  des poteaux de l'entré de Tour.

|            | Dimension<br>(cm) | Br (cm <sup>2</sup> ) | L <sub>f</sub> (m) | λ      | α     | As<br>(mm <sup>2</sup> ) | $\bar{N}_u$ (kN) |
|------------|-------------------|-----------------------|--------------------|--------|-------|--------------------------|------------------|
| <b>RDC</b> | D = 50            | 1661,06               | 2,38               | 16,551 | 0,678 | 392,5                    | 2615,02          |

### ❖ Vérifications du $1,1 Nu \leq \bar{N}_u$ :

- ✓ La surface du plancher galerie RDC :

$$S_p = (5,5/2 + 3,35/2) \times (2,95/2) = 6,530 \text{ m}^2$$

- ✓ Galerie RDC

- Charges permanente :

$$G_{\text{Poutre.P}} = [(0,35 \times 0,45)(5,5/2 + 3,35/2)] \times 25 = 17,423 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35)(2,95/2)] \times 25 = 3,872 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0,25 \times 0,25 \times 3,14 \times 25 = 4,906 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Plancher}} = G \times S_p = 6,32 \times 6,53 = 41,269 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G = 67,470 \text{ KN}$$

- Charges d'exploitation :

$$Q = q \times S = 1 \times 6,530 = 6,530$$

$$Nu = 1,35G + 1,5Q \quad \Rightarrow Nu = 100,879$$

**Tableau II-23** : Vérifications du  $1,1 Nu \leq \bar{N}_u$  des poteaux de Tour

|                        | Nu<br>(kN) | 1,1 Nu<br>(kN) | $\bar{N}_u$<br>(kN) | $1,1 Nu \leq \bar{N}_u$ |
|------------------------|------------|----------------|---------------------|-------------------------|
| Poteaux<br>circulaires | 100,879    | 110,967        | 2615,02             | Oui                     |

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

### ❖ Vérification spécifiques selon le RPA99/version2003 : Sollicitations normale.

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3.1) :

**Tableau II-24** : Efforts : 1 - Cas : 14A17 : Extrêmes globaux.

|            | FX [kN] | FY [kN] | FZ [kN] | MX[kNm] | MY[kNm] | MZ[kNm] |
|------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| <b>MAX</b> | 61,94   | 7,62    | 11,07   | 0,16    | 18,62   | 14,43   |
| <b>MIN</b> | 17,79   | -8,53   | -10,64  | -0,17   | -19,01  | -16,19  |

D'après le tableau (qui est obtenu par logiciel ROBOT) ci-dessus on aura l'effort Nu et T.

**Tableau II-25** : 2<sup>ème</sup> Vérification selon l'RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux circulaire de l'entrée de la Tour.

|            | Nu<br>(kN) | Fc28<br>(kN/cm <sup>2</sup> ) | B (cm <sup>2</sup> ) | $\frac{Nu}{B \times Fc28} \leq 0,3$ |
|------------|------------|-------------------------------|----------------------|-------------------------------------|
| <b>RDC</b> | 61,94      | 2,5                           | 1962,5               | Condition vérifiée                  |

### ❖ Vérification spécifique sous sollicitations tangentes : l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3.2)

**Tableau II-26** : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes des poteaux circulaire de la galerie.

| Poteaux Circulaire<br>(50) cm | T<br>(kN) | $\tau_u$<br>(MPa) | $\lambda_g$ | $\rho_d$ | $\tau_{bu}$<br>(MPa) | Observation        |
|-------------------------------|-----------|-------------------|-------------|----------|----------------------|--------------------|
|                               | 11,07     | 0,009             | 4,76        | 0,040    | 1                    | Condition vérifiée |

### ❖ Vérification du poteau circulaire au flambement :

✓ Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = D^4/12 = 50^4/12 = 520833,33 \text{ cm}^4$$

✓ Rayon de giration ix, iy

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES.

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x / (\pi \times r^2)} = \sqrt{520833,33 / 1962,5} = 16,29 \text{ cm}$$

✓ Elancement mécanique  $\lambda (x, y)$  :

$$L_f = K \times H_o$$

Avec :

- $L_f$  : longueur de flambement.
- $H_o = 3,40$  m (La hauteur sur le plafond).
- $K = 0,7$  ; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = 0,7 \times 3,40 / 16,29 \times 10^{-2} = 14,61$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 14,61 < 70 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**CHAPITRE III :**

**ETUDE DES ELEMENTS  
SECONDAIRES**



### I. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :  
Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement. Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les balcons et la dalle machine. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant les règlement du B.A.E.L en respectant le Règlement Parasismique Algérien.

### II. Calcul des éléments non structuraux (secondaires)

#### II.1. Etude de l'acrotère

##### 1.1.Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité réalisé au niveau de la terrasse. Il forme une paroi protégeant contre tout risque de chute.

##### 1.2.Détermination du ferrailage des acrotères :

L'acrotère sera ferrailé en flexion simple (dans la plupart des cas le poids propre de l'acrotère est négligé) sous l'action d'un moment découlant du cas le plus défavorable entre l'action de la main courante "F" et l'action sismique représentée par une force horizontale notée «F<sub>p</sub>».

##### a) Effets horizontaux sur les gardes corps :

Les appuis de balcons, garde-corps, rampes et leurs ouvrages seront calculés pour une force horizontale appliquée à la partie supérieure dont la valeur est :

- ❖ F = 100kg/ml pour les emplacements recevant du public,
- ❖ F = 60kg/ml pour les emplacements privés.

##### b) Forces sismiques sur les éléments non structuraux :

L'action sismique sur les éléments non structuraux est donnée par l'article (6.3.2) des règles RPA/2003. Selon ces règles, les forces horizontales de calcul sur les éléments non structuraux (tels que les acrotères et les cheminées par exemple) sont calculées suivant la formule suivante :

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

Avec :

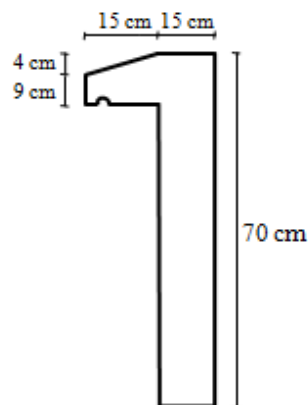
- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau 4.1 du RPA,
- ✓ C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 du RPA/99,
- ✓ W<sub>p</sub> : Poids propre de l'acrotère.

## CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.

**Tableau III-1** : Facteur des forces horizontales  $C_p$  pour les éléments secondaires.

| Partie ou position dans le bâtiment  | Valeur de $C_p$ |
|--|-----------------|
| Eléments en console :<br>✓ Parapets ;<br>✓ Cheminées (console).  | 0,8             |
| Tous les autres murs, cloisons et éléments similaires.   | 0,3             |
| Décorations extérieures et intérieures, garnitures.  | 0,8             |
| ✓ appentis, ancrages et supports pour citernes, y compris leur contenu, cheminées accolées aux bâtiments ;<br>✓ étagères de rangement ;<br>✓ plafonds suspendus ;<br>✓ tout équipement ou machine<br><br>* applicable lorsque ces éléments sont reliés, faisant partie, ou logés dans un bâtiment. | 0,3             |
| Attaches pour éléments de structure en préfabriquée, autres que les murs, avec force appliquée au centre de gravité de l'assemblage.   | 0,3             |

### 1.3.Détermination des sollicitations :



**Figure III-1** : Dimensions d'un acrotère.

- ✓ Immeuble d'habitation collectif construit en zone II, d'où :  $A=0,15$
- ✓  $C_p = 0,8$
- ✓ Acier en FeE400
- ✓  $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Enrobage des aciers = 2cm

### CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Calcul du poids de l'acrotère : il sera évalué à partir des volumes de béton mis en place pour une bande de largeur unité.

$$S = (0,04 \times 0,15) / (2) + (0,04 \times 0,15) + (0,09 \times 0,3) + (0,15 \times 0,57) = 0,1215 \text{ m}^2$$

$$W_p = \gamma_{\text{béton}} \times S \times 1 \text{ ml}$$

$$W_p = (0,1215 \times 2500) = 303,75 \text{ Kg/ml}$$

Effort sismique au sommet de l'acrotère :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 303,75 = 145,80 \text{ kg/ml ;}$$

Valeur de la main courante  $F = 100 \text{ kg/m}$

A l'état limite ultime :  $F_{ELU} = 1,5 \times 100 = 150 \text{ kg} > F_p = 145,80 \text{ kg}$

Ainsi, le cas le plus défavorable correspond à la main courante qui servira au ferrailage de l'acrotère.

- ❖ **Ferrailage de l'acrotère** : Le travail consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple avec une largeur de 1m :

Hauteur utile :  $d = h - c = 13 - 2 = 11 \text{ cm}$

- ❖ **Calcul des moments aux états limites ultimes et de service.**

- ✓ **Etat limite ultime**

$$M_u = F_{ELU} \times h_{\text{acrotère}} = 150 \times 0,7 = 105 \text{ kg.m}$$

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

Avec :

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa;}$$

$$\mu = \frac{105 \times 10000}{1000(110)^2 \times 14,17} = 0,0061 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0076$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0076) = 0,997$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{105 \times 10000}{0,997 \times 110 \times 348} = 27,51 \text{ mm}^2$$

- ✓ **Etat limite de service**

$$M_{ELS} = F \times h_{\text{acrotère}} = 100 \times 0,7 = 70 \text{ kg.m}$$

Bornage de la contrainte dans les aciers :

Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable alors :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{30 M_{ser}}{b_0 (h-c)^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 70 \times 10^4}{1000 (130-20)^2 \times 201,6} = 0,0086$$

$\alpha = f(\mu)$  , est déterminé d'après un abaque.

$$\mu = 0,0086 \Rightarrow \alpha = 0,086$$

D'où une section à l'état limite de service de :

$$A_s = \frac{b.d.\alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{1000 \times 110 \times (0,086)^2}{30(1-0,086)} = 29,67 \text{ mm}^2$$

La contrainte dans le béton sera de :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s \cdot \alpha}{n(1-\alpha)} = \frac{201,6 \times 0,086}{15(1-0,086)} = 1,27 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 (bd) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 (1000 \times 110) \times \frac{2,1}{400} = 132,82 \text{ mm}^2$$

Section minimale selon DRU 20.12 (norme NF P 10-203-1) :

$$A = 0,5 \frac{B}{100} = 0,5 \frac{15 \times 70}{100} = 5,25 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix de la section des armatures**

$$A = \max(A_u; A_{ELS}; A_{min}, A) = 5,25 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section d'armatures longitudinales constituée de 11HA8/ml soit 5,53cm<sup>2</sup>.

✓ **Armatures de répartition (A<sub>r</sub>)**

$$A_r \geq \frac{A}{4} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA6/ml.

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  ( $\tau_u$ : contrainte de cisaillement maximale)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Avec :  $V_u = 1,5F = 1,5 \times 100 = 150 \text{ kg}$

$$\tau_u = \frac{150 \times 10}{10^3 \times 110} = 0,014 \text{ MPa}$$

La console est un élément assimilé à une dalle, par conséquent la vérification vis-à-vis du cisaillement se fera avec :

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,075}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,075}{1,5} \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,014 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 12,5 \text{ MPa}$  , La condition étant vérifiée, on peut donc se dispenser des aciers transversaux.

- ❖ **Disposition des armatures** : étant donné le sens aléatoire du séisme et du vent, on placera des armatures longitudinales symétriques sur les 2 faces de l'acrotère. Le schéma du ferrailage est illustré à travers la figure suivante :

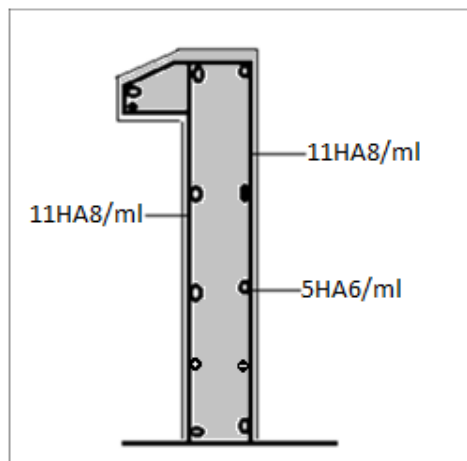


Figure III-2 : Schéma de ferrailage de type 01 de l'acrotère

## II.2. Etude d'escalier :

### 2.1-Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importants en cas d'incendie.

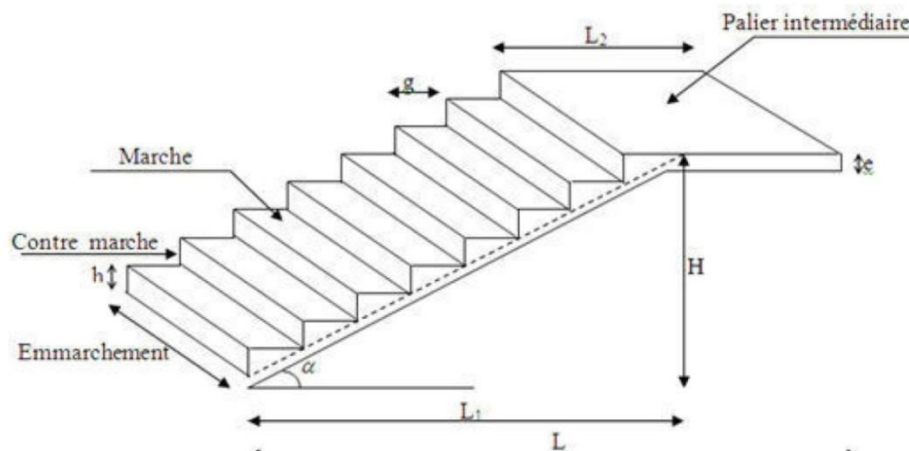


Figure III-3 : Schéma d'escalier.

Calcul du ferrailage d'un escalier à paillasse adjacentes

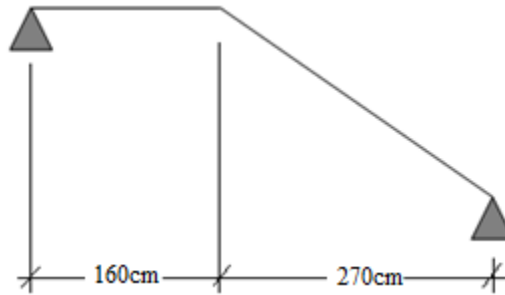


Figure III-4 : Schéma de l'escalier.

2.2-Charges et surcharges :

Palier :

- ✓ La charge permanente  $G = 623 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

Paillasse :

- ✓ La charge permanente  $G = 907.25 \text{ Kg/m}^2$
- ✓ La charge d'exploitation  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

On fait le calcul pour 1 m de largeur.

- ✓ Epaisseurs de la paillasse et du palier de repos = 17cm
- ✓ Acier FeE400
- ✓  $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- ✓ Fissuration peu nuisible,
- ✓ Enrobage des aciers = 2cm

Charges sur la volée :

- ✓ Charge permanente :  $G = 9,07\text{KN/m}^2$
- ✓ Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5\text{KN/m}^2$

Charges sur le palier de repos :

- ✓ Charge permanente :  $G = 6,23 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5\text{KN/m}^2$

Les combinaisons d'actions à considérer dans les calculs sont :

- ✓ Etat limite ultime :  $1,35G + 1,5Q$
- ✓ Etat limite de service :  $G + Q$

### CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Le tableau suivant présente les charges de calcul des escaliers l'état limite ultime et de service.

**Tableau III-2** : Charges sur les éléments de l'escalier.

|                  | <b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b> | <b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b> | <b>ELU</b> | <b>ELS</b> |
|------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------|------------|
| <b>Paillasse</b> | 9,07                        | 2,5                         | 15,99      | 11,57      |
| <b>Palier</b>    | 6,23                        | 2,5                         | 12,16      | 8,73       |

#### ❖ Calcul de la charge équivalente :

La notion de charge équivalente permet de faciliter uniquement les calculs. Elle se déduit de l'expression suivante :

$$q_e = \frac{\sum_1^n q_i \times l_i}{\sum_1^n l_i}$$

Ce qui donne les 2 charges équivalentes suivantes :

#### ❖ Pour RDC :

$$q_e(u) = \frac{15,99 \times 2,7 + 12,16 \times 1,6}{2,7 + 1,6} = 14,56 \text{ KN / m}^2$$

$$q_e(s) = \frac{11,57 \times 2,7 + 8,73 \times 1,6}{2,7 + 1,6} = 10,51 \text{ KN / m}^2$$

#### ❖ Pour étage courant :

$$q_e(u) = \frac{15,99 \times 2,4 + 12,16 \times 1,6}{2,4 + 1,6} = 14,46 \text{ KN / m}^2$$

$$q_e(s) = \frac{11,57 \times 2,4 + 8,73 \times 1,6}{2,4 + 1,6} = 10,43 \text{ KN / m}^2$$

#### ❖ Calcul des moments max et efforts tranchants max :

$$\text{Moment(max)} = \frac{q_e \times l^2}{8}$$

$$\text{Effort tranchant(max)} = \frac{q_e \times l}{2}$$

Le calcul se conduit pour la portée projetée. Le calcul se fait en considérant généralement un encastrement partiel des escaliers aux niveaux des poutres. Pour cela on tiendra compte des réductions suivantes :

- ✓ Moment en travée :  $M_{\text{travée}} = 0,85M_{\text{isostatique}}$
- ✓ Moment sur appui :  $M_{\text{appui}} = -0,5M_{\text{isostatique}}$ .

## CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Ce qui donne pour le cas traités les valeurs du tableau suivant :

**Tableau III-3 :** Récapitulation des moments pour RDC.

| Etas | Moment isostatique<br>(KN.m) | Moment travée<br>(KN.m) | Moment appui<br>(KN.m) | Effort tranchant<br>(KN) |
|------|------------------------------|-------------------------|------------------------|--------------------------|
| ELU  | 33,65                        | 28,60                   | 16,83                  | 31,30                    |
| ELS  | 24,29                        | 20,65                   | 12,15                  | //                       |

**Tableau III-4 :** Récapitulation des moments pour étage courant.

| Etas | Moment isostatique<br>(KN.m) | Moment travée<br>(KN.m) | Moment appui<br>(KN.m) | Effort tranchant<br>(KN) |
|------|------------------------------|-------------------------|------------------------|--------------------------|
| ELU  | 28,92                        | 24,58                   | 14,46                  | 28,92                    |
| ELS  | 20,86                        | 17,73                   | 10,43                  | //                       |

**NB :** En résumé de ce qu'on avait fait précédemment on prend le cas le plus défavorable.

### 2.3- Calcul du ferrailage :

On considère une bande de 1m, Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

- ✓  $b = 100\text{cm}$  ;
- ✓  $d = 15\text{cm}$  ;
- ✓  $c = c' = 2\text{ cm}$  ;
- ✓  $\sigma_s = 348\text{MPa}$  ;
- ✓  $f_{bu} = 14,17\text{ MPa}$ .

#### a) Ferrailage longitudinal :

❖ Ferrailage en travée :  $M_{\text{travée}} = 28,60\text{KN.m}$

$\mu = \frac{28600000}{1000(150)^2 \times 14,17} = 0,090 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$  (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,118$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,146) = 0,953$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{28600000}{0,953 \times 150 \times 348} = 574,91\text{mm}^2$$

On adopte : **6×HA12** de section 6.78cm<sup>2</sup>



❖ Condition de non fragilité

La section minimale :  $A_{st}(\min) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st}(\min) \geq 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$A_{st}(\min) \geq 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **condition vérifiée.**

❖ Ferrailage en appui :  $M(\text{appui}) = 12,07 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{16830000}{1000(150)^2 \times 14,17} = 0,053 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$  (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,068$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,068) = 0,973$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16830000}{0,973 \times 150 \times 348} = 331,36 \text{ mm}^2$$

On adopte : **5HA10** soit  $3,93 \text{ cm}^2$

❖ Condition de non fragilité

La section minimale :  $A_{st}(\min) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st}(\min) \geq 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400}$$

$A_{st}(\min) \geq 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**b) Ferrailage transversal :**

Effort tranchant maximal :  $V_u = 31,30 \text{ KN}$

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{31,30 \times 1000}{1000 \times 150} = 0,208 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\tau_u = 0,208 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

On placera des armatures de répartition.

❖ Armature de répartition pour travée :

$$A_r = A_{st}/4 = 6,78/4 = 1,69 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4xHA10** de section  $3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

### CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.

❖ Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 3,93/4 = 0,983 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4×HA8** de section 2.01cm<sup>2</sup>/ml.

**Tableau III-5 : Ferrailage d'escalier.**

|           | Mu<br>(KN.m) | u     | $\alpha$ | A (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A adoptée (cm <sup>2</sup> ) | A répartition |
|-----------|--------------|-------|----------|----------------------|-------------------------------------|------------------------------|---------------|
| <b>Mt</b> | 28,60        | 0,090 | 0,118    | 5,74                 | 1,81                                | 6×HA12 = 6,78                | 4HA10=3,14    |
| <b>Ma</b> | 16,83        | 0,053 | 0,068    | 3,31                 | 1,81                                | 4HA10=3,14                   | 4HA8=2,01     |

❖ **Espacement des barres (Armatures principales) :**

$$S_t = \min (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = \min (51\text{cm}; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

✓ En travée :

Nous allons utiliser 6×HA12 esp 15cm

✓ En appuis :

$$S_t = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} > 33\text{cm} \text{ nous allons utiliser } 4 \times \text{HA10 esp } 20\text{cm}$$

**c) Vérification à E.L.S :**

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

Pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de Fe =400MPa.

si la condition suivante est vérifiée :  $\alpha_u < \alpha$ .

Avec :

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

**Tableau III-6 : Vérification à E.L.S.**

| Section | $\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$ | $\alpha_u$ | $\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | Comparaison     |
|---------|--------------------------------|------------|---|-----------------|
| Travée  | 1,38                           | 0,118      | 0,44  | 0,118 < 0,44 Ok |
| Appui   | 1,39                           | 0,068      | 0,45  | 0,068 < 0,45 Ok |

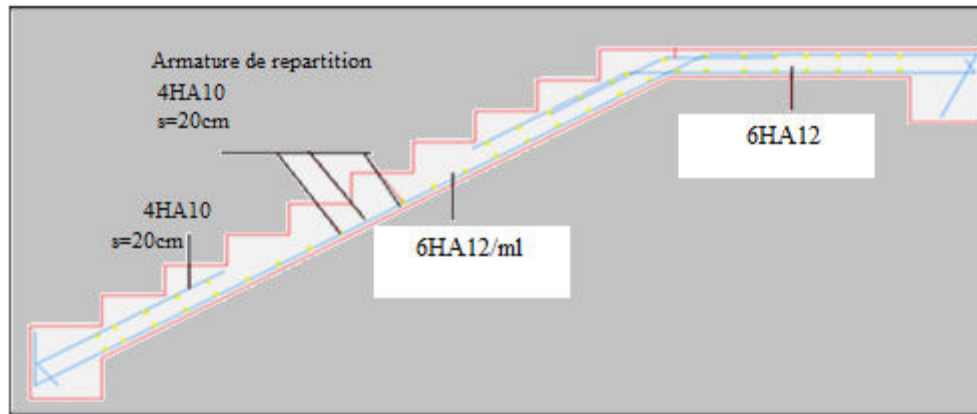


Figure III-5 : Ferrailage de l'escalier.

### II.3. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est considérée partiellement encastree sur ses 2 extremités, et sollicitée à la flexion simple plus torsion, soumise aux sollicitations dues à son poids propre et aussi à la charge qui lui revient des escaliers (la réaction venant de l'escalier).

#### 3.1. Pré dimensionnement :

Selon le CBA93, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 45 \text{ cm}$

$b = 35 \text{ cm}$

#### ❖ Vérification des conditions de l'RPA 99 / version 2003 :

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- ✓  $h \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- ✓  $h / b < 4 \Rightarrow 45 / 35 = 1,28 < 4 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc la section de la poutre palière est de  $b \times h = 35 \times 45 \text{ cm}^2$

#### 3.2. Charges et surcharges :

Poids propre de la poutre palière :  $G : (0,35 \times 0,45 \times 25) = 3,94 \text{ KN/ml}$

Charge palier :  $G = 6,23 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mure RDC :  $(3,4/2 + 0,45) \times 3,05 = 6,56 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mure étage courant :  $(3,1/2 + 0,45) \times 3,05 = 6,10 \text{ KN/ml}$

$q_{\text{RDC}} = 16,73 \text{ KN/ml}$

$q_{\text{étage courant}} = 16,60 \text{ KN/ml}$

#### ❖ Les combinaisons d'actions à considérer dans les calculs sont :

- ✓ Etat limite ultime :  $1,35G + 1,5Q$
- ✓ Etat limite de service :  $G + Q$

## CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$\text{Moment(max)} = \frac{q_e \times l^2}{8}$$

$$\text{Effort tranchant(max)} = \frac{q_e \times l}{2}$$

✓ Moment en travée :  $M_{\text{travée}} = 0,85M_{\text{isostatique}}$

✓ Moment sur appui :  $M_{\text{appui}} = -0,2M_{\text{isostatique}}$ .

Ce qui donne pour le cas traités les valeurs du tableau suivant :

**Tableau III-7 : Récapitulation des moments de la poutre palière pour RDC.**

| Etas | Moment isostatique<br>(KN.m) | Moment travée<br>(KN.m) | Moment appui<br>(KN.m) | Effort tranchant<br>(KN) |
|------|------------------------------|-------------------------|------------------------|--------------------------|
| ELU  | 85,40                        | 72,59                   | 17,08                  | 62,11                    |
| ELS  | 63,26                        | 53,77                   | 12,65                  | //                       |

**Tableau III-8 : Récapitulation des moments de la poutre palière pour étage courant.**

| Etas | Moment isostatique<br>(KN.m) | Moment travée<br>(KN.m) | Moment appui<br>(KN.m) | Effort tranchant<br>(KN) |
|------|------------------------------|-------------------------|------------------------|--------------------------|
| ELU  | 84,74                        | 72,03                   | 16,95                  | 61,63                    |
| ELS  | 62,77                        | 53,35                   | 12,55                  | //                       |

**NB :** En résumé de ce qu'on avait fait précédemment on prend le cas le plus défavorable.

### 3.3. Calcul du ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

- ✓  $b = 35\text{cm}$  ;
- ✓  $d = 0,9h = 40,5\text{ cm}$  ;
- ✓  $\sigma_s = 348\text{MPa}$ . ;
- ✓  $f_{bu} = 14,17\text{ MPa}$ .

#### a) Ferrailage longitudinal :

❖ **Ferrailage en travée :**  $M_{\text{travée}} = 72,59\text{KN.m}$

$\mu = \frac{72590000}{350(405)^2 \times 14,17} = 0,089 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$  (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,117$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,117) = 0,953$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{72530000}{0,953 \times 405 \times 348} = 540,44 \text{ mm}^2$$

On adopte : 6×HA12 de section 6,78cm<sup>2</sup>

❖ **Condition de non fragilité**

La section minimale :  $A_{st}(\min) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st}(\min) \geq 0,23 \times 35 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,71 \text{ cm}^2$$

$A_{st}(\min) \geq 1,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **condition vérifiée.**

❖ **Ferraillage en appui** : M (appui) = 17,08KN.m

$\mu = \frac{17080000}{350(405)^2 \times 14,17} = 0,021 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$  (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,027$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,027) = 0,989$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17080000}{0,989 \times 405 \times 348} = 122,53 \text{ mm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité**

La section minimale :  $A_{st}(\min) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st}(\min) \geq 0,23 \times 35 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$A_{st}(\min) \geq 1,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition nom vérifiée.**

On adopte : 3HA12 soit 3,39 cm<sup>2</sup>

❖ **Condition du RPA99 version 2003.**

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 35 \times 45 = 7,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$
 **Condition vérifiée.**

Car on a choisi : 6HA12+3HA12 = 10,18cm<sup>2</sup>

❖ **Vérification au cisaillement :**

Effort tranchant maximal :  $V_u = 62,11 \text{ KN}$

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{62,11 \times 1000}{350 \times 405} = 0,438 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\tau_u = 0,438MPa < \overline{\tau_u} = \text{Min} \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} = 3,33MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **La contrainte tangentielle due à la torsion :**

Une pièce est soumise à la torsion lorsque les forces agissant sur elle y a compris des réactions d'appuis située à gauche d'une section droite S peuvent être réduit au moment a un couple situé dans le plan de la section S dans notre cas la torsion appliquée a cette poutre au niveau de l'encastrement.

D'après le B.A.E.L. 91 la tangente donnée par la formule :

$$\tau_u = \frac{M_u}{2\Omega b}$$

Avec :

- ✓  $M_u$  : moment de torsion.
- ✓  $\Omega$  : L'aire du contour.
- ✓  $b$  : L'épaisseur de la paroi.

Nous remplaçons la section pleine par la section creuse :

- ✓  $e = \frac{a}{6} = \frac{35}{6} = 5,83$
- ✓  $\Omega = (a - e) (b - e) = (35 - 5.83) (35 - 5.83) = 850.88 \text{ cm}^2$

**Calcul de moment de torsion :**

Le moment d'appuis du palier de repos (**0.2M0**) crée dans la poutre palière un moment de torsion qui est repartie par un mètre linéaire

$$M_{a0} = 0.2 M_0 = 17,08 \text{ KN.m} = 1708 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\text{tor}} = \frac{M.l}{2} = \frac{1708*5,50}{2} = 4697 \text{ Kg.m}$$

$$\tau_u = \frac{4697*10000}{2*850.88*100*350} = 0,788$$

$$\tau_u = 0,788 < \overline{\tau_u} = \text{Min} \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} = 3,33MPa$$

**b) Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\emptyset_t \leq \min (12,8 ; 12 ; 35)$$

On prend :  $\emptyset_t = \Phi 10 \text{ mm}$

❖ **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) on a :

Zone nodale  $St \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 30\text{cm} \right)$

$St \leq \min (11,25 ; 12\phi_1; 30\text{cm})$

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

Zone courante :  $St \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5\text{cm}$  ; on prend :  $St = 15\text{cm}$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

$10\phi_t = 10 \times 1,00 = 10 \text{ cm}$  ; alors on adopte longueur de 15cm.

❖ **Recouvrement :**

Le largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (page 61) est de :

$40 \phi$  en zone II..... RPA 99 / version 2003 (page 61)

$\phi = 12\text{mm} \Rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$  ; alors on adopte :  $L_r = 50\text{cm}$

❖ **Longueur de la zone nodale :**

$h' = 2 \times h = 90\text{cm}$ .....RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)  $h' = 90\text{cm}$

**Tableau III-9 : Ferrailage poutre palière.**

|           | <b>Mu</b><br>(KN.m) | <b>u</b> | <b>α</b> | <b>A (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Amin (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>A adoptée (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>A</b><br>répartition |
|-----------|---------------------|----------|----------|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|
| <b>Mt</b> | 28,60               | 0,089    | 0,117    | 5,74                      | 1,71                         | 6×HA12 = 6,78                     | 4HA10=3,14              |
| <b>Ma</b> | 17,08               | 0,021    | 0,027    | 2,36                      | 1,71                         | 3HA10=2,36                        | 4HA8=2,01               |

c) Vérification à E.L.S :

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

Pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de Fe =400MPa,

si la condition suivante est vérifiée :  $\alpha_u < \alpha$  .

Avec

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III-10 : Vérification à E.L.S.

| Section | $\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$ | $\alpha_u$ | $\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | Comparaison   |
|---------|--------------------------------|------------|---|---------------|
| Travée  | 1,35                           | 0,117      | 0,425   | 0,117 < 0,425 |
| Appui   | 1,35                           | 0,027      | 0,425   | 0,027 < 0,425 |

II.4. La dalle flottante

Une dalle flottante est un ouvrage de grandes dimensions, généralement en béton ou béton armé, qui repose uniformément sur le sol.

Contrairement à un plancher porté ou une dalle, le dallage est un ouvrage qui repose directement sur le sol permettant de transmettre directement les charges qui lui sont appliquées sur ce dernier.

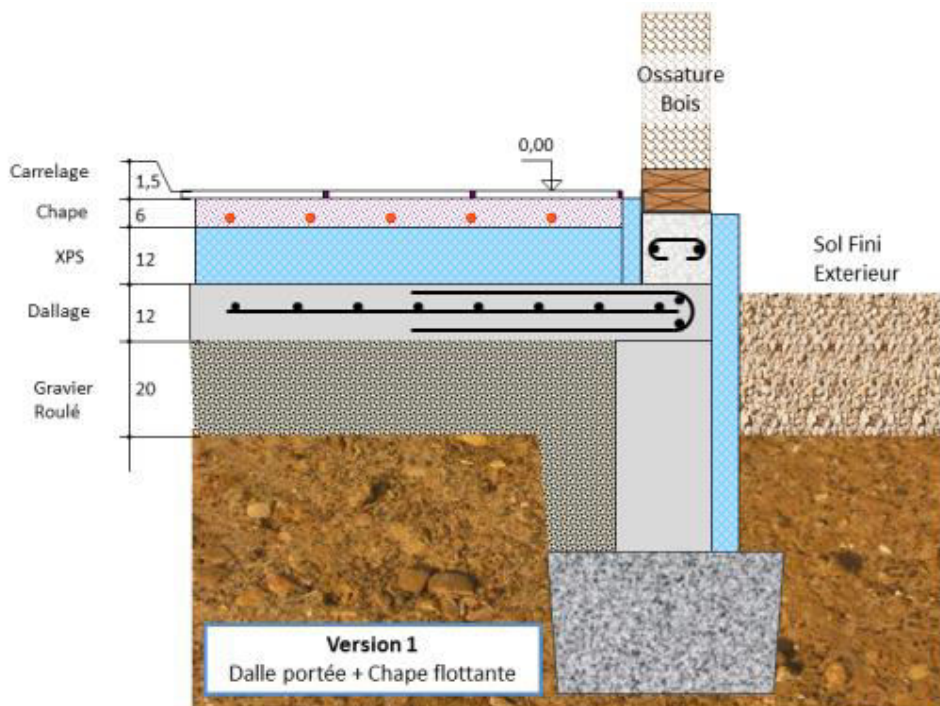


Figure III-6 : Schéma de dalle flottante sur terre-plein.



## CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Un dallage est destiné à transmettre au sol les charges qui lui sont appliquées, sa constitution dépend des charges d'exploitation en présence. Un dallage se compose de trois parties :

- ❖ La forme (sous-couche ou fondation) est constituée de sable, de granulats concassés, de tout venant ou d'un grave ciment sur une épaisseur  $H_1$  de 100 à 300 mm selon les charges à transmettre. Celle-ci est compactée de manière à obtenir une plate-forme stable, adaptée à recevoir le corps du dallage.
- ❖ Le Corps de dallage est réalisé en béton armé de dosage en ciment supérieur à  $300\text{Kg/m}^3$ .

Pour notre ouvrage nous choisissons une épaisseur de 15 cm comportant des armatures en treillis soudé de type  $\phi 6$  mm et  $S_t = 20\text{cm}$

Le treillis soudé a pour rôle de limiter les fissurations lors du retrait du béton.

### II.5. Etude des balcons

#### a) Introduction :

Les balcons seront généralement réalisés en dalles pleines encastées dans des poutres horizontales. Ils seront ainsi soumis aux charges suivantes :

- ✓ Poids propre de la dalle,
- ✓ Poids du revêtement (mortier de pose + revêtement),
- ✓ Charge concentrée à l'extrémité libre, représentant le garde-corps,
- ✓ Charge d'exploitation =  $350\text{kg/m}^2$  (selon le DTR BC-2.42).

Les balcons seront calculés comme des consoles horizontales encastées aux niveaux des poutres.

#### b) Dimension de dalle pleine :

- ✓ Largeur : 1,55 m
- ✓ Longueur : 5.80 m
- ✓ Epaisseur : 16 cm

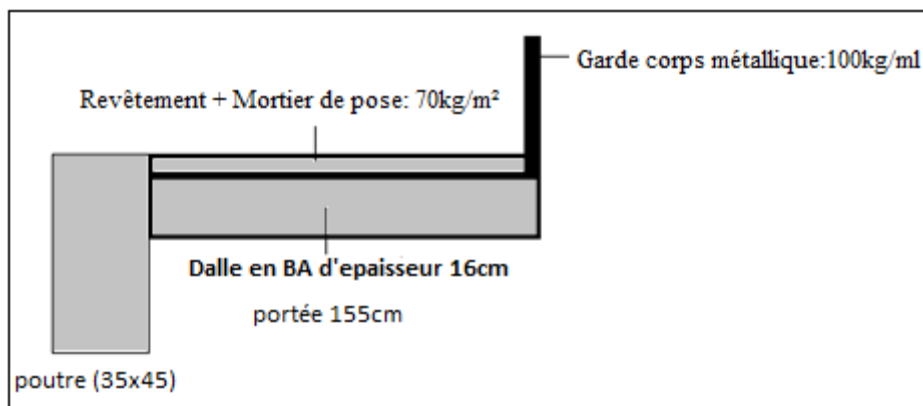


Figure III-7 : Schéma du balcon étudié.

### CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.

- ✓ Béton :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ ,
- ✓ Acier : FeE400
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Enrobage des aciers = 2cm.

#### c) Evaluation des charges dans le balcon :

- ✓ Poids propre de la dalle en béton :  $0,16 \times 2500 = 400\text{kg/m}^2$
- ✓ Revêtement + Mortier de pose :  $70\text{kg/m}^2$
- ✓ Garde-corps métallique :  $100\text{kg/ml}$
- ✓ Surcharge d'exploitation :  $350\text{kg/m}^2$

#### ❖ Calcul des moments :

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

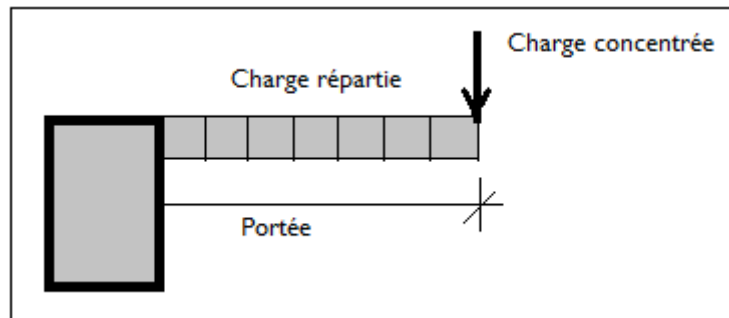


Figure III-8 : Schéma statique du balcon.

$$\text{Moment} = \frac{\text{Charge répartie} \times \text{Portée}^2}{2} + \text{Charge concentrée} \times \text{Portée}$$

$$\text{Effort tranchant} = \text{Charge concentrée} \times \text{Portée} + \text{Charge concentrée}$$

Les sollicitations de calcul des ferrailrages sont les suivantes :

$$M_u = 1,35 \left( (400 + 70) 1,55 \times \frac{1,55}{2} \right) + 1,35(100 \times 1,55) + 1,5 \left( (350) 1,55 \frac{1,55}{2} \right) = 1602,10\text{kg.m}$$

$$M_s = \left( (400 + 70) 1,55 \times \frac{1,55}{2} \right) + (100 \times 1,55) + \left( (350) 1,55 \frac{1,55}{2} \right) = 1140,03\text{kg.m}$$

$$T_u = 1,35((400 + 70) 1,55) + 1,35(100) + 1,5((350) 1,55) = 1932,23\text{kg}$$

#### d) Calcul du ferrailage longitudinal :

- ❖ Ferrailage à l'état limite ultime :

$$M_u = 1602,10\text{kg.m}$$

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries, la fissuration est donc préjudiciable. Le

balcon est un élément travaillant en flexion simple. Considérons une bande de 1m de largeur.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{1602,10 \times 10000}{1000 \times 140^2 \times 14,17} = 0,057 < \mu_l = 0,392$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires ( $A'=0$ ).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,073$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) = 0,971$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{16021000}{0,971 \times 140 \times 348} = 339 \text{mm}^2$$

❖ Ferrailage à l'état limite de service :

$$M_s = 1140,03 \text{kg.m}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \left[ \frac{2f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \right\} = 202 \text{MPa}$$

Détermination de  $\alpha$

$$u = \frac{30 M_{\text{service}}}{bd^2 \times \sigma_s} = \frac{30 \times 11400300}{1000 \times 140^2 \times 202} = 0,086$$

Abaque, pour  $\mu=0,086$   $\alpha = 0,227$

$$A_s = \frac{b \times d \times \alpha^2}{30(1 - \alpha)} = \frac{1000 \times 140 \times 0,227^2}{30(1 - 0,227)} = 311,08 \text{mm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{100 \times 14 \times 2,1}{400} = 1,69 \text{cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_u, A_{\text{ser}}, A_{\text{min}}) = 3,39 \text{cm}^2$$

$$\text{Choix : } A = 7\text{HA8/ml} = 3,52 \text{cm}^2$$

Soit un espacement de 17cm.

e) **Ferrailage transversal :**

Les fissurations étant considérées comme préjudiciable  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus petite des 2 valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}$$

✓ **Contrainte tangente maximale :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{193223}{1000 \times 140} = 0,138 \text{MPa} < 2,5 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

On placera des armatures de répartition.

✓ **Armatures de répartition :**

Les armatures de répartition sont déduites par la formule suivante :

$$A_{\text{rép}} = \frac{A}{4} = 0,88 \text{cm}^2$$

On adopte :  $A_r = 7\text{HA}8 = 3,52 \text{cm}^2$

Soit un espacement de 20cm.

✓ **Conditions à respecter :**

• **Diamètre minimal :**

La fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à 6mm,  $\Rightarrow$  **condition vérifiée.**

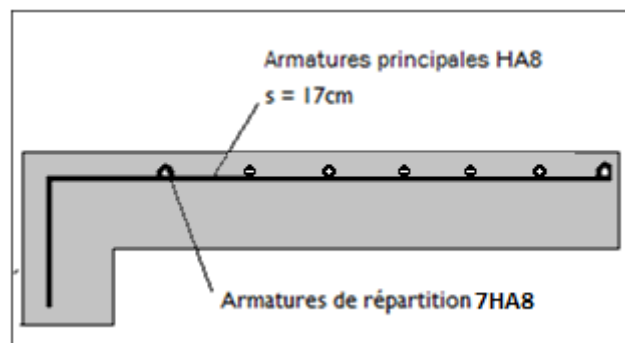
• **Espacement minimal :**

En présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales doit respecter la condition suivante :

$S_t \leq \text{Min} \{2h, 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

f) **Schéma de ferrailage du balcon :**

Les armatures principales seront bien ancrées dans les poutres, et les armatures de répartition seront placées en haut.



**Figure III-9 :** Schéma de ferrailage du balcon.

### II.6. Etude de la dalle machine :

#### a) Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est dû au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

#### b) Prédimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

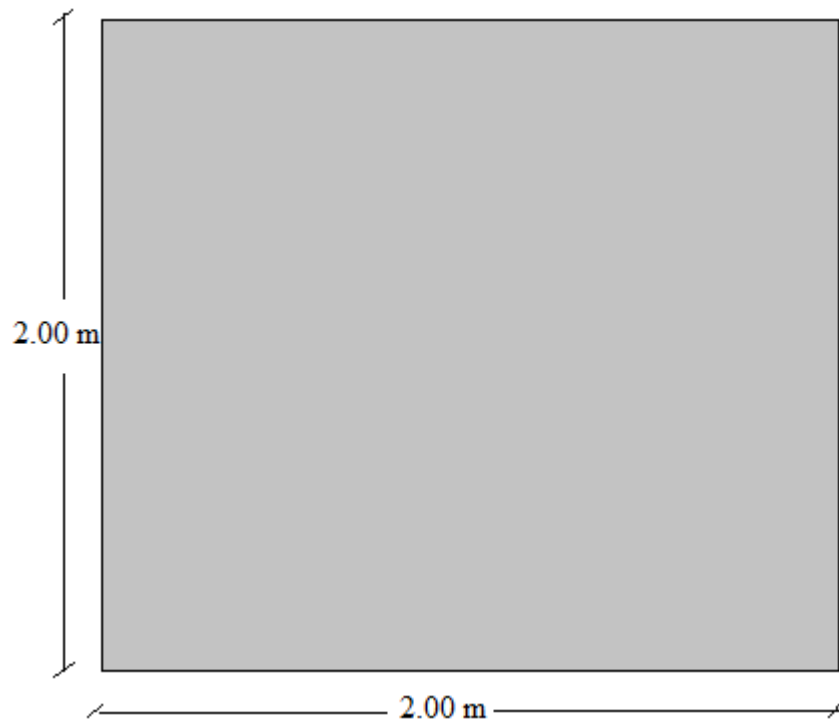


Figure III-10 : Schéma de la dalle machine.

❖ Nous avons des conditions à vérifier :

#### ✓ Résistance à la flexion :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow \frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

#### ✓ Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est  $e \geq 25\text{cm}$

✓ **Condition de la flèche :**

$$\frac{e}{L_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_T}{M_x} \quad \text{Avec : } M_T = 0,85M_x$$

$$\frac{e}{L_x} \geq \frac{1}{20} \frac{0,85 \times M_x}{M_x} = \frac{1}{20} \times 0,85$$

$$e \geq \frac{0,85}{20} L_x = \frac{0,85}{20} (2,0) = 8,5 \text{ cm}$$

Finalelement On prend : **e = 25cm**

**c) Détermination des charges et surcharges :**

❖ charges permanentes :

Selon l'entreprise nationale des ascenseurs :

- ✓  $P_1 = 8400 \text{ Kg}$ ;
- ✓  $P_2 = 3200 \text{ Kg}$ ;
- ✓  $P_3 = 2000 \text{ Kg}$ ;
- ✓  $P_4 = 600 \text{ Kg}$ ;
- ✓  $P_5 = 800 \text{ Kg}$ ;
- ✓  $P_6 = 1250 \text{ Kg}$ ;
- ✓  $P_7 = 750 \text{ Kg}$ ;
- ✓  $P_8 = 1100 \text{ Kg}$ ;
- ✓  $P_9 = 1000 \text{ Kg}$ ;
- ✓  $P_{10} = 3100 \text{ Kg}$ .

Poids de la machine =  $\sum \frac{P_i}{S} \times 100$  tel que :

$$\text{Donc : poids de la machine} = \frac{P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8 + P_9 + P_{10}}{S} \times 100$$

$$\text{Avec : } S = 2,0 \times 2,0 = 4,00 \text{ m}^2$$

$$\checkmark \text{ Poids de la machine} = \frac{22200}{4,00} = 5550 \text{ Kg/m}^2$$

$$\checkmark \text{ Dalle plein } e = 25 \text{ cm} ; \rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 \Rightarrow 0,25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/m}^2$$

$$\checkmark \text{ Enduit de ciment : } e = 2 \text{ cm} ; \rho = 2000 \text{ Kg/m}^3 \Rightarrow 0,20 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$$

$$G = 5550 + 625 + 40 = 6215 \text{ Kg/m}^2 = 62,15 \text{ KN/m}^2$$

❖ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 300 \text{ Kg/m}^2 = 3 \text{ KN/m}^2$$

❖ Combinaison de charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 88,40 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 65,15 \text{ KN/m}$$

**b) Calcul des efforts [RPA 99 / version 2003]**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

❖ **Calcul de «ρ»**

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2 \quad \text{avec : } \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\rho^3)}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad \mu_y = \alpha^3 (1.9 - 0.9\rho)$$

❖ **E.L.U :**

$$\mu_x = 0,0368 \quad \Rightarrow \quad M_x = 13,013 \text{ KN.}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

✓ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 11,062 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 11,062 \text{ kN.m}$$

✓ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,3M_x = 3,91 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 3,91 \text{ kN.m}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax} ; M_{ay}) = 3,91 \text{ kN.m}$$

**c) Ferrailage de la dalle :**

Le ferrailage de la dalle qui porte la machine se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm<sup>2</sup> qui travaille en flexion simple.

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

✓ **Ferrailage en travée :**

Dans les deux sens «Lx et Ly» :

On a :

✓ b = 100cm

✓ h = 25cm

✓ d = 0,9h = 22,5cm

✓  $\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

✓  $\sigma_s = 347,83 \text{ MPa}$

**Tableau III-11 :** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx et Ly).

| $M_{tx}(\text{kNm})$ | $\mu_{bu}$ | $A_{s'}(\text{cm}^2)$ | A      | Z (cm) | $A_{scal}(\text{cm}^2)$ | Choix  | $A_{sadb}(\text{cm}^2)$ |
|----------------------|------------|-----------------------|--------|--------|-------------------------|--------|-------------------------|
| 11,062               | 0,0154     | 0                     | 0,0194 | 0,223  | 1,43                    | 5×HA10 | 3,93                    |

**Espacement :**

$$\text{Esp} = \frac{100}{5} = 20 < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Esp} = \frac{100}{5} = 20 < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Ferraillage en appuis :**

Dans les deux sens «Lx et Ly» :

On a:

- ✓ b = 100cm
- ✓ h = 25cm
- ✓ d = 0,9h = 22,5cm
- ✓  $\sigma_{bc} = 14,20\text{MPa}$
- ✓  $\sigma_s = 347,83\text{MPa}$

**Tableau III-12 :** Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en appui (sens Lx et Ly).

| $M_{tx}(\text{kNm})$ | $\mu_{bu}$ | $A_{s'}(\text{cm}^2)$ | $A$    | $Z(\text{cm})$ | $A_{scal}(\text{cm}^2)$ | Choix  | $A_{sadb}(\text{cm}^2)$ |
|----------------------|------------|-----------------------|--------|----------------|-------------------------|--------|-------------------------|
| 3,91                 | 0,0055     | 0                     | 0,0069 | 0,224          | 0,50                    | 5×HA10 | 3,93                    |

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{Umax}}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 58,93 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 58,93 \text{ KN}$$

$$T_{umax} = \max(T_x ; T_y) = 58,93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{Umax}}{b \times d} = \frac{58,93}{1,00 \times 0,225} = 0,262\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification a l'ELS :**

- ✓ Vérification des contraintes :

○ Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$



- Acier :

$$\sigma_s = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d-y) \leq \sigma_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) = 240 \text{ MPa}$$

Avec :

- $\eta = 1,6$  pour HA
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $\rho = \frac{Lx}{Ly} = 1$
- $q_{ser} = 65,15 \text{ KN/m}$

$$\mu_x = 0,0368 \Rightarrow M_x = 9,59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 1,000 \Rightarrow M_y = 9,59 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 8,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 8,15 \text{ kN.m}$$

❖ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,3M_x = 2,88 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 2,88 \text{ kN.m}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 2,88 \text{ kN.m}$$

❖ **Détermination de la valeur de «y» :**

$$I = \frac{b y^2}{2} + n A'_s (y-c') - n A_s (d-y) = 0 \text{ Avec : } A'_{sc} = 0 ; n = 15$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b y^3}{3} + n [A'_{st}(d-c')^2 + A_{sc}(d-y)^2].$$

## CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III-13 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens**

|               |       | Mt<br>(kN.m) | As<br>(cm <sup>2</sup> ) | Y<br>(cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | σ <sub>bc</sub><br>(MPa) | σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> | σ <sub>s</sub><br>(MPa) | σ <sub>s</sub> ≤ σ <sub>s</sub> |
|---------------|-------|--------------|--------------------------|-----------|----------------------|--------------------------|-----------------------------------|-------------------------|---------------------------------|
| <b>Travée</b> | (x-x) | 8,15         | 3,93                     | 5,77      | 16563,72             | 2,84                     | vérifiée                          | 131,79                  | Vérifiée                        |
|               | (y-y) | 8,15         | 3,93                     | 5,77      | 16563,72             | 2,84                     |                                   | 131,79                  |                                 |
| <b>Appuis</b> |       | 2,88         | 3,93                     | 5,77      | 16563,72             | 1,00                     |                                   | 46,54                   |                                 |

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

✓ h = 25cm

✓ b = 100cm

$$A_x \geq \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h = 2,00 \text{ cm}^2 \rho_0 = 0,8\%_0$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h = 2,00 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec :} \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1,00$$

**Sens Lx-x :**

Sur appuis :  $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

En travée :  $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Sens Ly-y :**

Sur appuis :  $A_y = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

En travée :  $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

✓  $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow 0,125 > 0,042 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

✓  $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow 0,125 > 0,028 \text{ à } 0,037 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

✓  $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 1,75 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

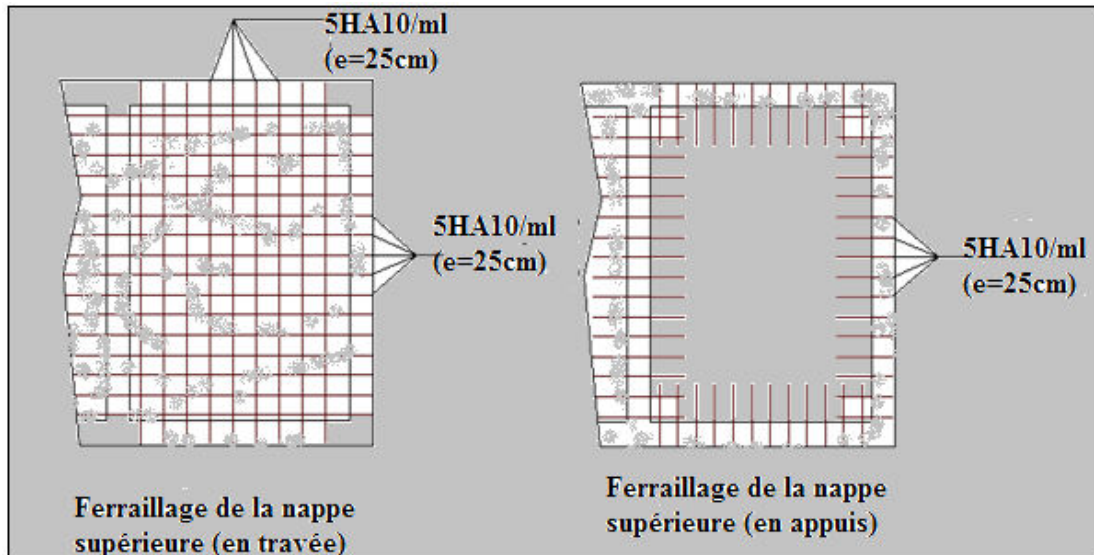


Figure III-11 : Ferrailage de la dalle machine.

## II .7. L'ascenseur :

### a) Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou de chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Est un dispositif mobile au semi-mobile assurant le déplacement des personnes en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

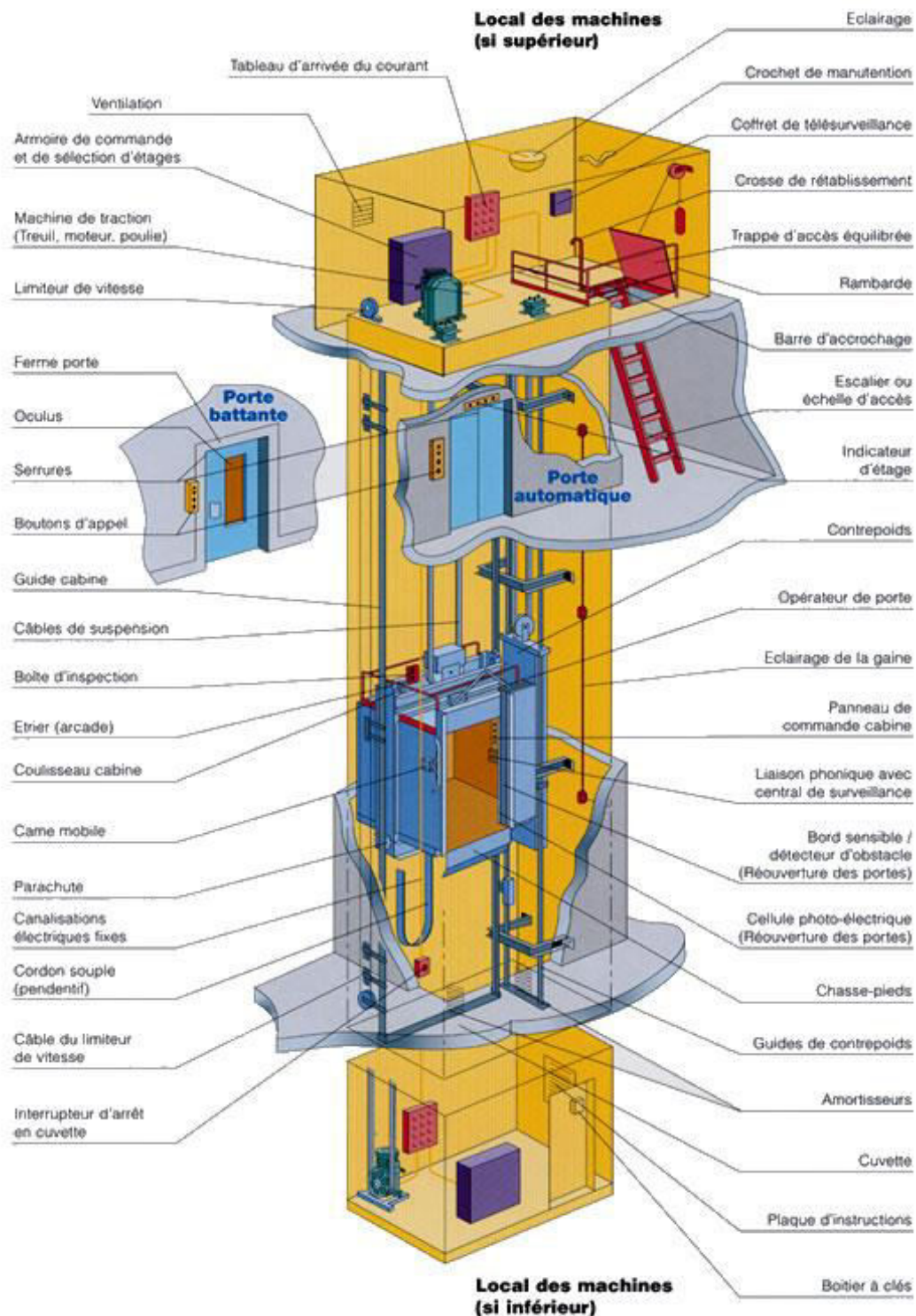


Figure III-12 : Schéma d'un ascenseur mécanique.

### b) Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- ✓ Le treuil de levage et sa poulie
- ✓ La cabine ou la benne.
- ✓ Le contre poids.

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- ✓  $P_m$  « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- ✓  $Q$  : la charge en cabine.
- ✓  $P_p$  : le poids de contrepoids tel que :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,95 m<sup>2</sup>.

Ses dimensions selon (NFP82-22) .....(1)

- ✓ Largeur : 1,5 m
- ✓ Profondeur : 1,3 m
- ✓ Hauteur : 2,2 m
- ✓ La largeur de passage libre : 0,9m
- ✓ La hauteur de passage libre : 2,00m
- ✓ La hauteur de la course : 65,75 m
- ✓ L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur :  $h_0 = 25\text{cm}$
- ✓ Le poids mort total est :  $P_m = \sum M_i = 2342,5 \text{ Kg}$
- ✓ Le contre poids :  $P_p = P_m + Q/2 = 2342,5 + \frac{675}{2} = 2680 \text{ Kg}$

### c) Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de la sécurité  $C_s$  est de 10 et le rapport  $\frac{D}{d}$  ; ( $D$  : diamètre de la poulie et  $d$  : diamètre du câble)est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons.

$$\text{Prenons } \frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550\text{mm} \quad \Rightarrow \quad d = 12,22\text{mm}$$

On a :

$$C_r = C_s.M.....(1)$$

Avec :

- ✓  $C_s$  : Coefficient de sécurité du câble.
- ✓  $C_r$  : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.
- ✓  $M$  : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$M=Q +P_m+M_g\dots\dots\dots (2)$$

M<sub>g</sub> : Poids du câble.

On néglige M<sub>g</sub> devant (Q+P<sub>m</sub>) (M<sub>g</sub> <Q+P<sub>m</sub>) ⇒ M = Q+P

$$\text{Donc } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q+P) = 12 \times (675+2342,5) = 36210 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage «

$$0,85 \Rightarrow C_r = \frac{36210}{0,85} = 42600 \text{ Kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : C<sub>r</sub> = C<sub>r</sub> × (1 câble) × m × n

Avec :

- ✓ m : type de moulage (2brins, 3brins, ...)
- ✓ n : nombre des câbles

Pour un câble de d = 12,22 mm et m=3 on a : C<sub>r</sub> (1cable) = 8152kg

$$n = \frac{C_r}{C_r(1 \text{ cable}) \times m} = \frac{42600}{8152 \times 3} = 1,74 \quad \text{Soit } n = 2 \text{ câbles. Le nombre des câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.}$$

❖ **Le poids des câbles (M<sub>g</sub>) :**

$$M_g = m \times n \times L$$

- ✓ m : la masse linéaire du câble m=0,512 Kg/m
- ✓ L : longueur du câble = 33.35m
- ✓ n : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times L = 0,512 \times 2 \times 67,80 = 69,43 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 2342,5 + 69,43 = 3086,93 \text{ kg}$$

❖ **Vérification de C<sub>r</sub> :**

$$C_r = C_r \times (1 \text{ câble}) \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0,85 = 41575,2 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \Rightarrow C_s = C_r/M = \frac{41575,2}{3086,93} = 13,46 > 12 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul de la charge permanente total G :**

$$G = P_m + P_p + P_{treilli} + M_g$$

- ✓ Le poids de (treuil + le moteur) : P<sub>treuil</sub> = 1200 kg
- ✓ La charge permanente totale : G = 2342,5+2680 +1200 + 69,43 = 6291,93 kg
- ✓ la surcharge : Q = 675 kg
- ✓ Qu = 1,35G+1,5Q = 9506,61 kg

**d) Vérification de la dalle de machine au poinçonnement :**

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes).

- ✓ La charge totale ultime :  $q_u = 9506,61 \text{ kg}$
- ✓ Chaque appui reçoit le  $\frac{1}{4}$  de cette charge  $q_u$ .
- ✓  $q_0$  la charge appliquée sur chaque appui.

Selon le BAEL 91 révisée 99 la condition de non poinçonnement a vérifiée est :

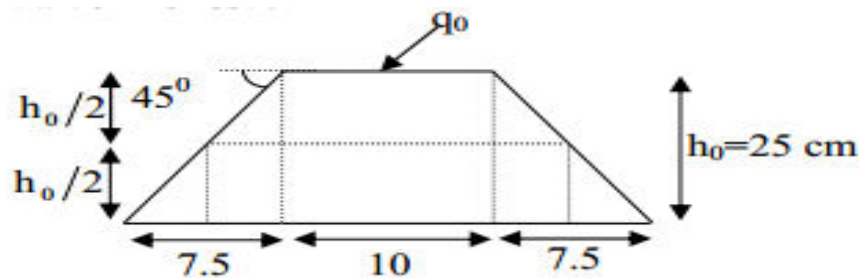
$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{9506,61}{4} = 2376,65 \text{ Kg}$$

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- ✓  $q_u$  : charge de calcul à l'ELU.
- ✓  $h_0$  : Epaisseur totale de la dalle.
- ✓  $\mu_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$  (voire figure suivant) :



**Figure III-13 :** Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine

- ✓  $\mu_2 = 2(U+V) ; h = 25 \text{ cm}$
  - ✓  $U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$
  - ✓  $V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$
  - ✓  $\mu_2 = 2 \times (35+35) = 140 \text{ cm}$
- $$\Rightarrow 0,045 \times 140 \times 25 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 26520 \text{ Kg} > q_0 = 2364,75 \text{ Kg}$$

**NB :** Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

### II.8. Calcul des planchers :

#### a) Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure .Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique. On distingue :

- ❖ plancher à corps creux.
- ❖ plancher à dalle plein

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

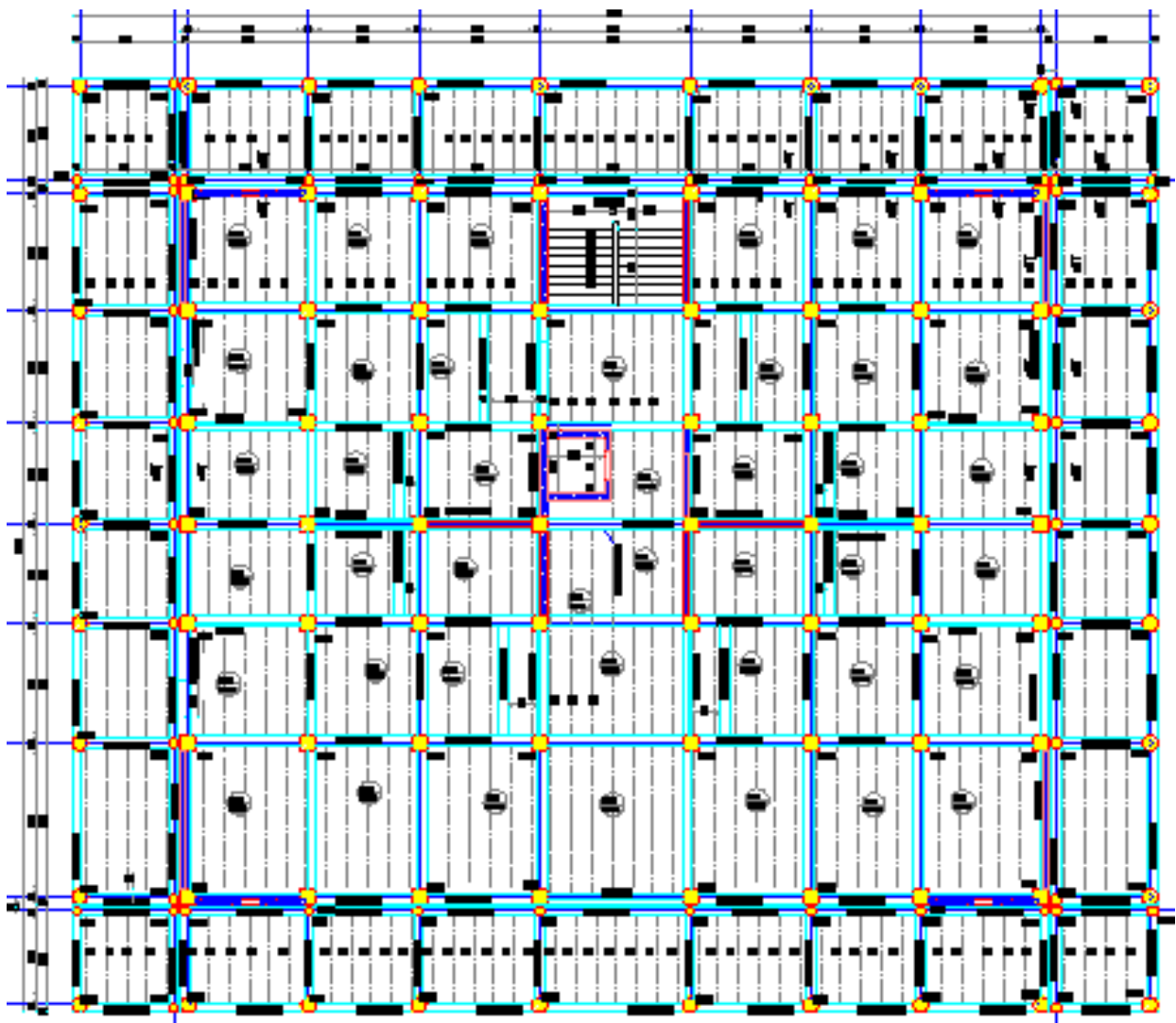


Figure III-14 : Plan de coffrage de niveau +3,40.



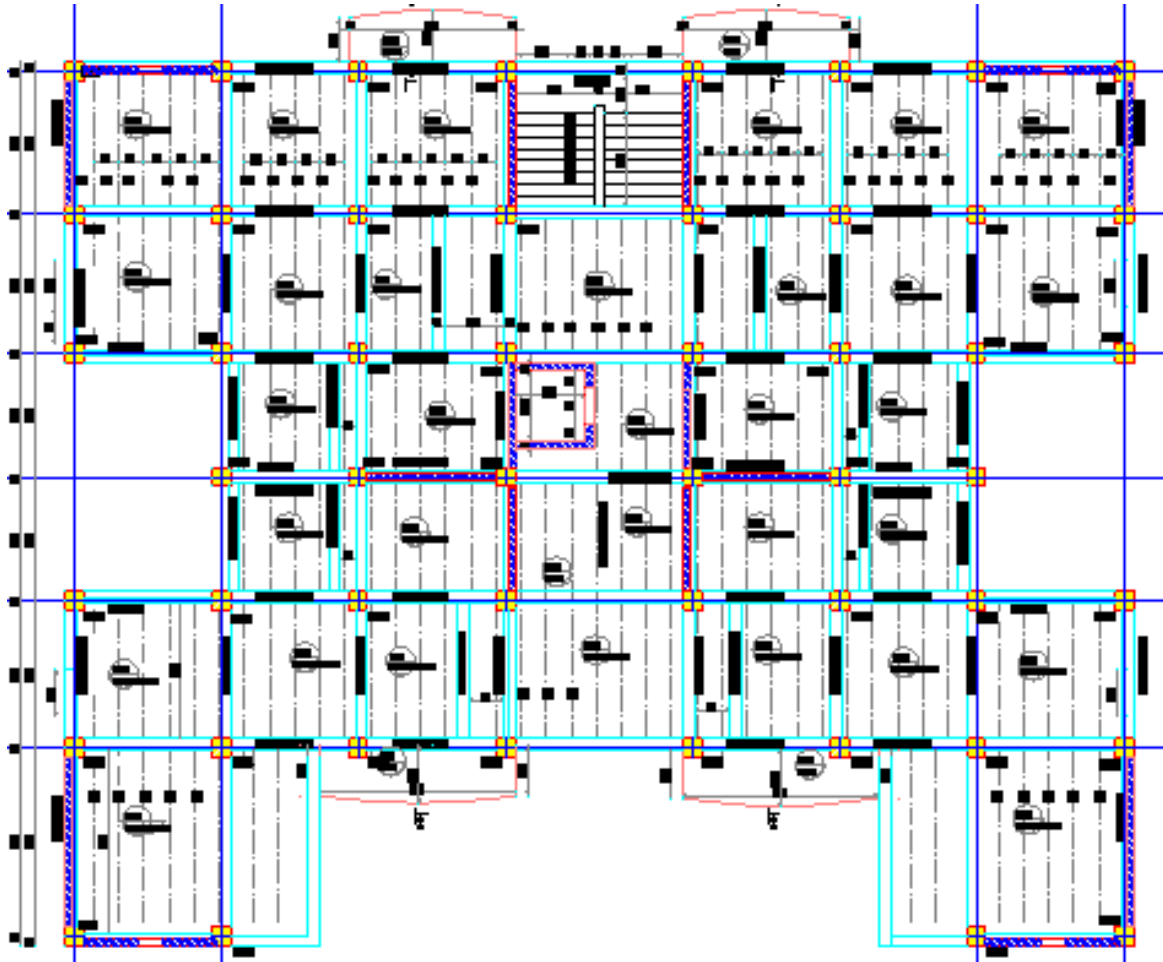


Figure III-15 : Plan de coffrage de niveau d'étage courant.



Figure III-16 : Plan de coffrage de niveau terrasse

b) Plancher en corps creux

❖ Rappel sur la méthode de calcul utilisée pour le calcul des nervures (méthode forfaitaire)

- Les poutres et les poutrelles (nervures) d'un plancher peuvent être calculées en utilisant les méthodes classiques de la résistance des matériaux, ou bien en utilisant des méthodes approchées dites forfaitaires que l'on va présenter.
- L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :
  - ✓ C1 ⇒ Plancher à surcharge d'exploitation modérée :  $Q \leq \max(2G; 5Kn/m^2)$
  - ✓ C2 ⇒ Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
  - ✓ C3 ⇒ Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1.25$$

Pour poutrelle type 01 (la plus longue)

- $0.8 \leq 4.60/3.80 \leq 1.25$ .....condition vérifiée ;
- $0.8 \leq 3.80/3.20 \leq 1.25$ .....condition vérifiée ;
- $0.8 \leq 3.20/3.20 \leq 1.25$ .....condition vérifiée ;
- $0.8 \leq 3.20/3.80 \leq 1.25$ .....condition vérifiée ;
- $0.8 \leq 3.80/4.60 \leq 1.25$ .....condition vérifiée .

✓ C4 ⇒ La fissuration est peu préjudiciable

- **Principe de la méthode :** elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appui, à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment ( $M_0$ ) dans la travée dite de comparaison (travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée).

Etapas à suivre :

Soit :  $\alpha = \frac{Q_B}{(G+Q_B)}$ , le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées.

- ✓  $M_0$ , la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison ;
- ✓  $M_w$  et  $M_e$ , les valeurs absolues des moments sur appui de gauche et de droite dans la travée considérée.
- ✓  $M_t$ , moment maximale en travée dans la travée considérée.

Les 3 précédents moments doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max\left\{1.05M_0; (1 + 0.3 \alpha)M_0\right\} - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right)$$

Ceci dans le cas général.

Dans les cas particuliers, on a :

- 1)  $M_t \geq (1 + 0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \Rightarrow$  travée intermédiaire
- 2)  $M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \Rightarrow$  travée de rive

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

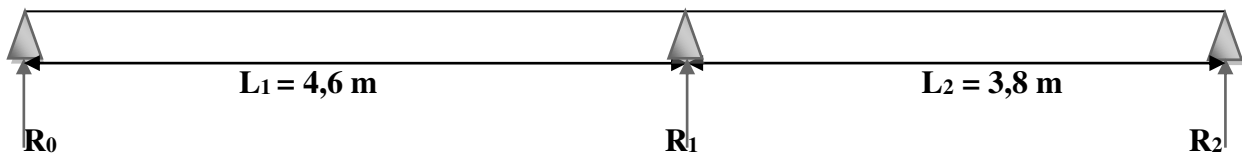
- 1)  $0.6M_0 \Rightarrow$  poutre à 2 travées.
- 2)  $0.5M_0 \Rightarrow$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
- 3)  $0.4M_0 \Rightarrow$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

**c) Application (étude de cas) :**

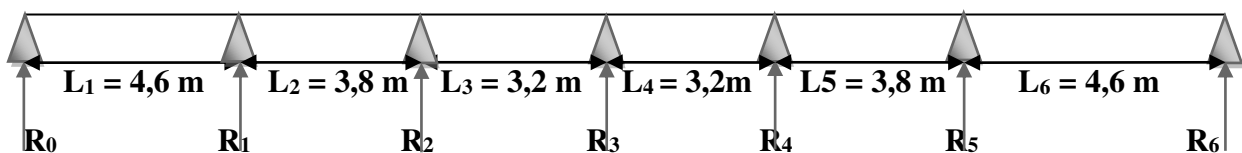
- Les planchers corps creux de notre projet comportent en totalité 3 types de nervures à entre-axe contant ; et vérifiant les conditions d'application de la méthode forfaitaire
- Poutrelle type 1  $\Rightarrow$  7 appuis soit 6 travées (étage courant seulement).

**d) Les différents types des poutrelles :**

**Type 01:**



**Type 02:**



**Type 03:**

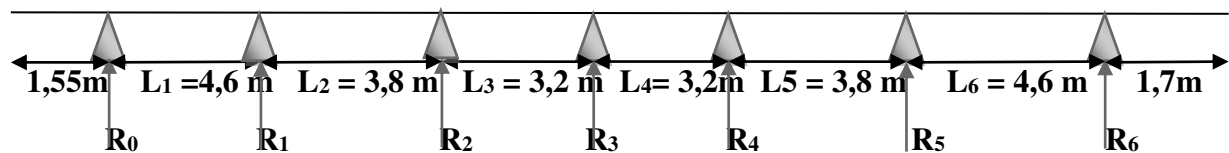


Tableau III-14 : Les différentes descentes de charge

| Niveaux                                | G<br>[KN/m <sup>2</sup> ] | Q<br>[KN/m <sup>2</sup> ] | b<br>[m] | Combinaison des charges            |                            |
|--|---------------------------|---------------------------|----------|------------------------------------|----------------------------|
|  |                           |                           |          | ELU [KN/ml]<br>qu = b×(1,35G+1,5Q) | ELS[KN/ml]<br>qs = b×(G+Q) |
| Terrasse inaccessible                  | 6,32                      | 1,00                      | 0,65     | 6,52                               | 4,76                       |
| Terrasse accessible                    | 6,23                      | 1,50                      | 0,65     | 7,01                               | 5,02                       |
| Étage courant<br>(hall de circulation) | 5,53                      | 2,50                      | 0,65     | 7,29                               | 5,22                       |
| Étage courant<br>(chambre)             | 5,53                      | 1,50                      | 0,65     | 6,32                               | 4,57                       |
| Balcon<br>(corps creux)                | 5,53                      | 3,50                      | 0,65     | 8,26                               | 5,87                       |

e) Détermination des efforts internes :

Nous avons 3 types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type 03 de niveau terrasse accessible par la méthode des trois moments et les autres sont calculés directement par logiciel de calcul des structures : **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

❖ Rappel sur la méthode des trois moments :

✓ Moment aux appuis :

$$M_{i-1} \times L_i + 2 \times M_i \times (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \times (L_{i+1}) + 6ELz \times (W_i^g + W_i^d) = 0$$

$$M_{i-1} \times L_i + 2 \times M_i \times (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \times (L_{i+1}) = -6ELz \times (W_i^g + W_i^d) = -6 \times (R_i^g + R_i^d)$$

Avec :  $W_i^g = \frac{Q_i \times l_i^3}{24 \times E \times l_z}$  ;  $W_i^d = \frac{Q_{i+1} \times l_{i+1}^3}{24 \times E \times l_z}$

$W_i^g, W_i^d$  : respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui considéré.

$M_{i-1}, M_{i+1}, M_i$  : sont les moments aux appuis respectifs i-1, i, i+1 pris avec leurs signes

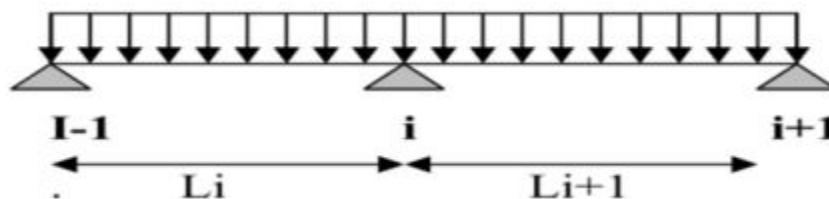


Figure III-17 : Représentation de la méthode des trois moments.

✓ **Moments en travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}x$$

Avec  $\mu(x)$  : élément de réduction isostatique tel que :

$$\mu(x) = \frac{q \times L_{i+1}}{2}x - q \times \frac{x^2}{2}$$

**M(x)** : prend la valeur maximale quand  $T(x) = 0$  c'est-à-dire :

$$x = \frac{L_{i+1}}{2} - \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times L_i}$$

✓ **Efforts tranchants :**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{d(x)} = \frac{q \times L_{i+1}}{2} - Qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Pour  $x = i \Rightarrow T(i) = \frac{q \times L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Pour  $x = i+1 \Rightarrow T(i+1) = -\frac{q \times L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

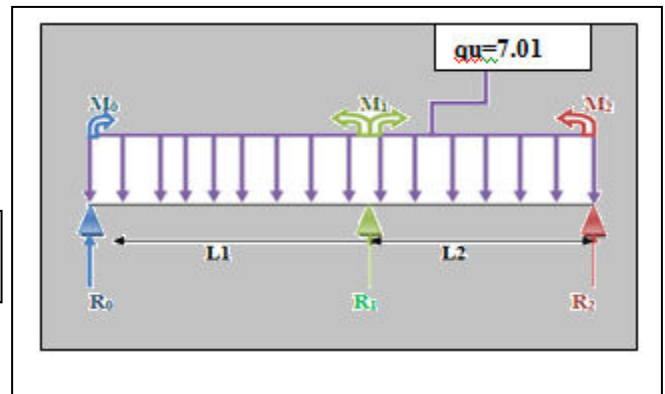
❖ **Calcul à ELU :** On sait que :  $M_0$  et  $M_6 = 0$

➤ **Moments aux appuis :**

**Appuis 0-1-2**

$$M_0.L_1 + 2.M_1.(L_1 + L_2) + M_2.L_2 = -6(R^g_1 + R^d_1)$$

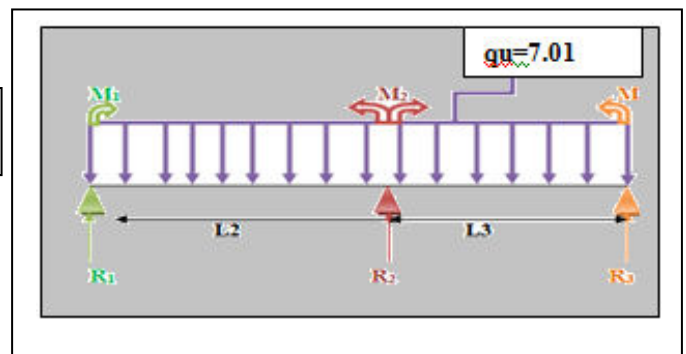
1).  $16,8 \times M_1 + 3,8 \times M_2 = -6 \times (R^g_1 + R^d_1)$



**Appuis 1-2-3**

$$M_1.L_2 + 2.M_2.(L_2 + L_3) + M_3.L_3 = -6(R^g_2 + R^d_2)$$

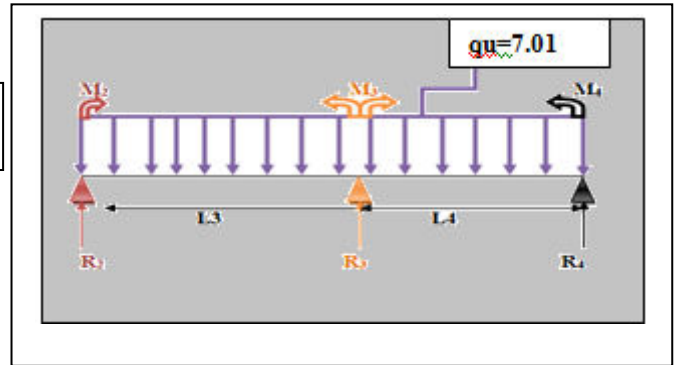
2).  $3,8 \times M_1 + 14 \times M_2 + 3,2 \times M_3 = -6 \times (R^g_2 + R^d_2)$



**Appuis 2-3-4**

$$M_2.L_3 + 2.M_3.(L_3 + L_4) + M_4.L_4 = -6(R^g_3 + R^d_3)$$

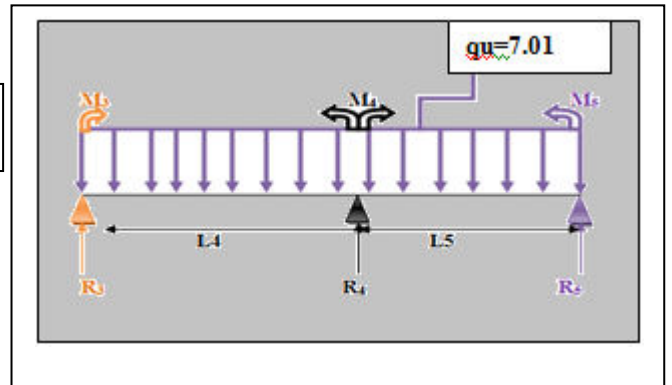
$$3). 3,2 \times M_2 + 12,8 \times M_3 + 3,2 \times M_4 = -6 \times (R^g_3 + R^d_3)$$



**Appuis 3-4-5**

$$M_3.L_4 + 2.M_4.(L_4 + L_5) + M_5.L_5 = -6(R^g_4 + R^d_4)$$

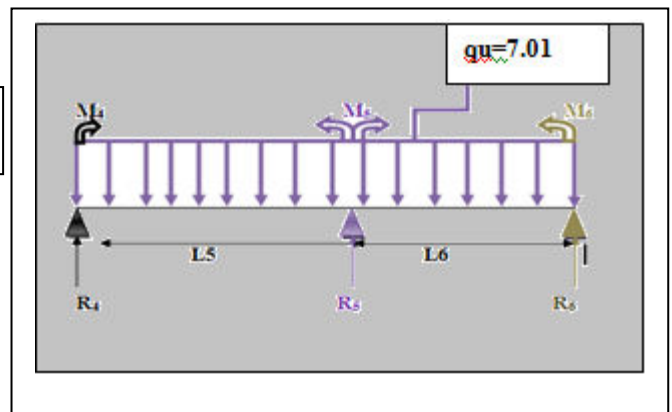
$$4). 3,2 \times M_3 + 14 \times M_4 + 3,8 \times M_5 = -6 \times (R^g_4 + R^d_4)$$



**Appuis 3-4-5**

$$M_4.L_5 + 2.M_5.(L_5 + L_6) + M_6.L_6 = -6(W^g_5 + W^d_5)$$

$$5). 3,8 \times M_4 + 16,8 \times M_5 = -6(R^g_5 + R^d_5)$$



$$R^g_i = \frac{Q_i \times l_i^3}{24} \quad ; \quad R^d_i = \frac{Q_{i+1} \times l_{i+1}^3}{24}$$

$$R^g_1 = 28.43 \text{KN} ; R^d_1 = 16.03 \text{KN} ; R^g_2 = 16.03 \text{KN} ; R^d_2 = 9,57 \text{KN} ; R^g_3 = 9,57 \text{KN} ;$$

$$R^d_3 = 9,57 \text{KN} ; R^g_4 = 9,57 \text{KN} ; R^d_4 = 16.03 \text{KN} ; R^g_5 = 16.03 \text{KN} ; R^d_5 = 28.43 \text{KN}$$

$$1)... 16,8 \times M_1 + 3,8 \times M_2 = -6 \times (R^g_1 + R^d_1) = -266.76 \text{KN}$$

$$2)... 3,8 \times M_1 + 14 \times M_2 + 3,2 \times M_3 = -6 \times (R^g_2 + R^d_2) = -153.6 \text{KN}$$

$$3)... 3,2 \times M_2 + 12,8 \times M_3 + 3,2 \times M_4 = -6 \times (R^g_3 + R^d_3) = -114.84 \text{KN}$$

$$4)... 3,2 \times M_3 + 14 \times M_4 + 3,8 \times M_5 = -6 \times (R^g_4 + R^d_4) = -153.6 \text{KN}$$

$$5)... 3,8 \times M_4 + 16,8 \times M_5 = -6 \times (R^g_5 + R^d_5) = -266.76 \text{KN}.$$

Les résultats sont les suivantes :

- ✓  $M_0 = 0 \text{ KN.m}$
- ✓  $M_1 = -14,62 \text{ KN.m}$
- ✓  $M_2 = -5,56 \text{ KN.m}$
- ✓  $M_3 = -6,18 \text{ KN.m}$
- ✓  $M_4 = -5,56 \text{ KN.m}$
- ✓  $M_5 = -14,62 \text{ KN.m}$
- ✓  $M_6 = 0 \text{ KN.m}$

➤ **Moments aux travées**

**Travée 0-1**

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_0 + R_1 = 7,01 \times 4,6 = 32,25 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow R_1 \times 4,6 - q_u \times (4,6)^2 / 2 + M_1 = 0$$

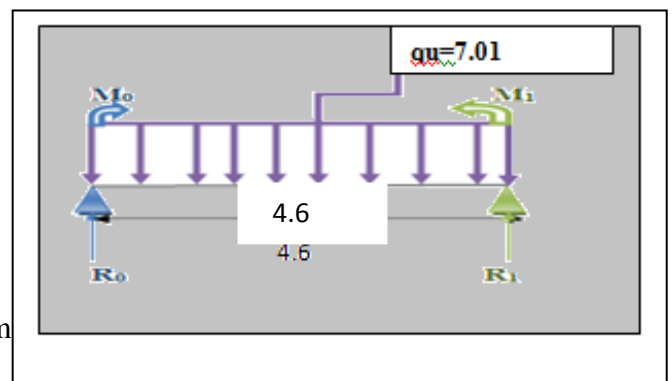
$$R_1 = (7,01 \times (4,6)^2 / 2 + 14,62) / 4,6 = 19,30 \text{ KN}$$

$$R_0 = 12,95 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot (x)^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(4,6) = -14,60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_u \cdot (x) \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 12,30 \text{ KN.m} \\ T(4,6) = -19,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 12,95 - 7,01x \Rightarrow x = 1,85 \text{ m} ; M(1,85) = 11,96 \text{ KN.m}$$



**Travée 1-2**

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 = 7,01 \times 3,8 = 26,64 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow R_2 \times 3,8 - q_u \times (3,8)^2 / 2 + (M_2 - M_1) = 0$$

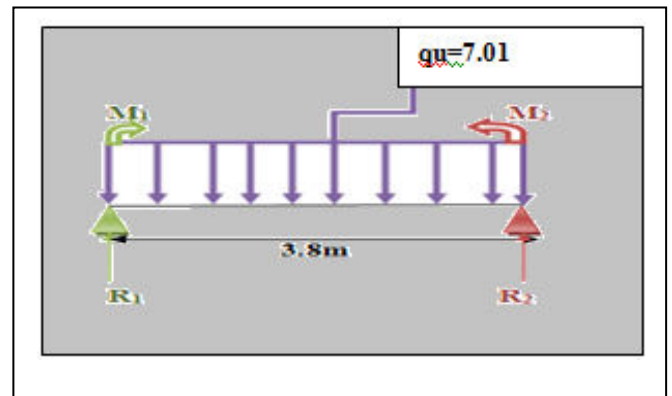
$$R_2 = (7,01 \times (3,8)^2 / 2 + 9,06) / 3,8 = 15,70 \text{ KN}$$

$$R_1 = 10,94 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_2 \cdot x - q_u \cdot (x)^2 / 2 - M_1 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = -14,60 \text{ KN.m} \\ M(3,8) = -5,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_2 - q_u \cdot (x) \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 15,70 \text{ KN.m} \\ T(3,8) = -10,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 15,70 - 7,01x \Rightarrow x = 2,24 \text{ m} ; M(2,24) = -2,96 \text{ KN.m}$$



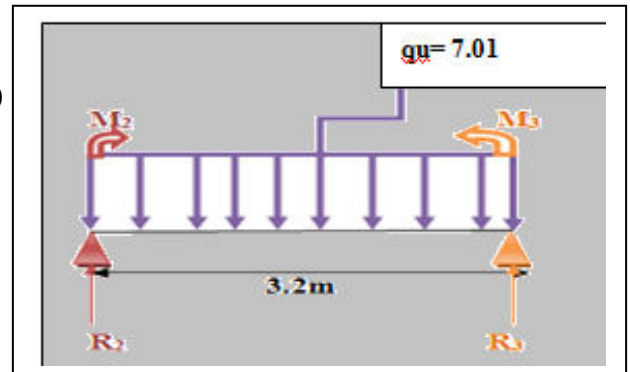
Travée 2-3 :

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_2 + R_3 = 7,01 \times 3,2 = 22,43 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow R_3 \times 3,2 - q_u \times (3,2)^2 / 2 + (M_3 - M_2) = 0$$

$$R_3 = (7,01 \times (3,2)^2 / 2 + 0,62) / 3,2 = 11,41 \text{ KN}$$

$$R_2 = 11,02 \text{ KN}$$



$$M(x) = R_3 \cdot x - q_u \cdot (x)^2 / 2 + M_2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = -5,57 \text{ KN.m} \\ M(3,2) = -6,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_3 - q_u \cdot (x) \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 11,41 \text{ KN.m} \\ T(3,2) = -11,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 11,02 - 7,01x \Rightarrow x = 1,57 \text{ m} ; M(1,57) = 3,71 \text{ KN.m}$$

On a par symétrie : les résultats de travée suivants sont égaux :

(Travée 0-1 = Travée 5-6) ; (Travée 1-2 = Travée 4-5) ; (Travée 2-3 = Travée 3-4).

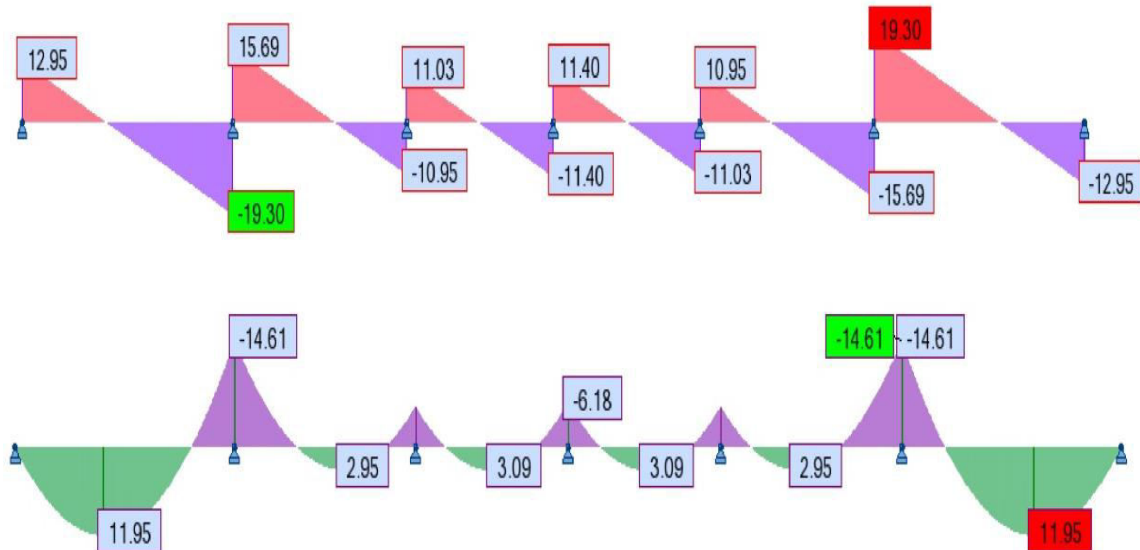


Figure III-18 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 3 terrasse accessible



**f) Ferrailage des poutrelles :**

Dans ce projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend un seul type «Type3» comme un exemple de calcul au niveau d'un plancher et on pose les résultats trouvés pour les autres types dans un tableau récapitulatif.

❖ **ELU :**

✓ **En travée :**

$$M_{u\max} = 11,95 \text{KN.m} = 11,95 \times 10^{-3} \text{MN.m}$$

Le moment d'équilibre par la table :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,035 \times 14,17 \times (0,9 \times 0,20 - 0,035/2)$$

$$M_t = 0,052 \text{MN.m} \Rightarrow M_{u\max} < M_t$$

Donc, l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire (b×h).

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{11,96 \times 10^{-3}}{0,65 \times 14,17 \times (0,18)^2} = 0,040$$

$$\mu_u = 0,040 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,040})$$

$$\alpha = 0,051$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,051)$$

$$Z = 0,176 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{11,96 \times 10^{-3}}{0,176 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 1,95 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3×HA10** de section 2,36 cm<sup>2</sup>/ml

✓ **En Appuis :**

$$M_{u\text{ app}} = 14,60 \text{KN.m} = 14,60 \times 10^{-3} \text{MN.m}$$

Le moment d'équilibre par la table :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,035 \times 14,17 \times (0,9 \times 0,20 - 0,035/2)$$

$$M_t = 0,052 \text{MN.m} \Rightarrow M_{u\max} < M_t$$

Donc, l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire (b×h).

$$\mu_u = \frac{M_{u\text{ app}}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{14,60 \times 10^{-3}}{0,65 \times 14,17 \times (0,18)^2} = 0,0488$$

### CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$\mu_u = 0,049 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049})$$

$$\alpha = 0,063$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,063)$$

$$Z = 0,175 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{14,60 \times 10^{-3}}{0,175 \times 347,83} = 2,40 \text{ cm}^2$$

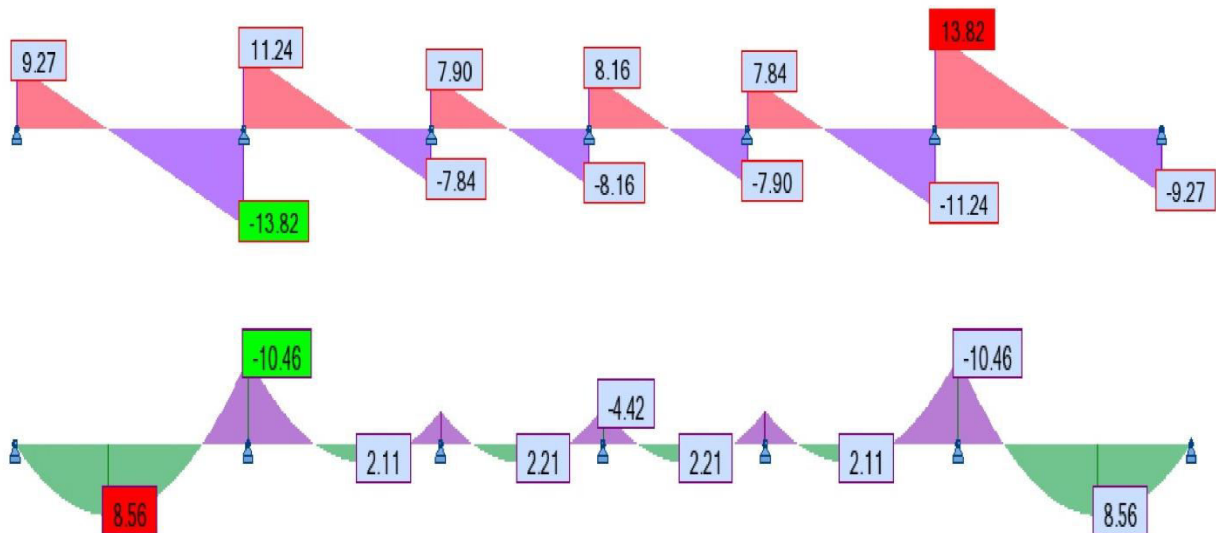
On adopte : **2×HA14** de section 3,08 cm<sup>2</sup>/ml

#### ❖ Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,41 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### ❖ ELS



**Figure III-19** : diagramme des moments et efforts tranchants à ELS type 3 terrasse accessible

#### ✓ En travée

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{11,96}{8,56} = 1,397$$

$$\frac{1,397-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$0,236 \leq 0,45 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

✓ **En appuis :**

$$\gamma = \frac{14,60}{10,46} = 1,396$$

$$\frac{1,396-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$0,236 \leq 0,45 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{13,82 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18} = 0,118 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles :  $\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

❖ **Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (0,57 ; 1,20 ; 1,5)$$

On prend :  $\phi_t = \Phi 6 \text{ mm}$

❖ **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le RPA 99 / version 2003 on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_t ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (5 ; 12\phi_t ; 30 \text{ cm})$$

On prend :  $S_t = 5 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend : } S'_t = 10 \text{ cm}$$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera :  $A_t = 2 \times \Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité**

$$\frac{f_e \times A_t}{b_0 \times S_t} \geq \text{Max} (\tau_u/2 ; 0,4 \text{MPa})$$

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le : FeE215.

$$\frac{215 \times 0,57}{15 \times 10} \geq \text{Max} (\tau_u/2 ; 0,4 \text{MPa})$$

0,817 > 0,4 MPa ⇒ Condition vérifiée.

❖ **Vérification au glissement :**

En appui :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0$$

$$54,45 - \frac{39,39}{0,9 \times 0,18} = -188,70 < 0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche**

D'après BAEL91 révisée 99, il faut que les conditions suivantes soit vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \quad ; \quad \text{Avec : } L_{max} : \text{La portée maximale des poutrelles.}$$

$$\text{Dans notre cas, on a : } L_{max} = 5,50 \text{m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{550}{500} = 1,1 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_{ut} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times (0,20)^3}{12} + 15 \times 2,36 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0,20}{2} - 0,02\right)^2 \quad [\text{car : } d' = 0,02 \text{m ; } h = 0,20 \text{m}]$$

$$I_0 = 4,62 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 \times d} = \frac{2,36 \times 10^{-4}}{0,15 \times 0,18} = 0,00874$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{15}{65}\right) \times 0,00874} = 4,46$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_{st}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,00874 \times 347,83) + 2,1} = 0,74$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu)} = \frac{1,1 \times 4,62 \times 10^{-4}}{(1 + 4,46 \times 0,74)} = 1,18 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}} = \frac{14,81 \times 10^{-3} \times 5,5^2}{10 \times 32164,195 \times 1,18 \times 10^{-4}} = 0,0011 \text{m}$$

$$\text{Avec : } E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,195 \text{MPa}$$

Donc :  $f = 1,1 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1,1 \text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Récapitulatifs du ferrailage des poutrelles

Tableau III-15 : Ferrailage des poutrelles.

| Niveaux                 | Types | Armature longitudinale (cm <sup>2</sup> )  |       |  |        | A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|-------------------------|-------|--|-------|--|--------|-----------------------------------|
|                         |       | A <sub>st</sub> calculé (cm <sup>2</sup> ) |       | A <sub>st</sub> choisit (cm <sup>2</sup> ) |        |                                   |
|                         |       | Travée                                     | appui | Travée                                     | appui  |                                   |
| Etage courant (Chambre) | 02    | 1,95                                       | 2,40  | 3×HA10                                     | 2×HA14 | Φ6                                |

**L'ancrage des armatures**

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

Avec :  $\psi_s$  : Coefficient de scellement des barres.

$\Rightarrow \psi_s = 1,5$  pour les armatures à haute adhérence.

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

Avec :

- ✓  $L_1 = 6 \times \Phi$ ;
- ✓  $L_2 = L_s - \alpha \times L_1 - \beta \times r$  ;
- ✓  $L > L_2 + r + \Phi/2$  ;
- ✓  $r = 5,5 \Phi$ .

On adopte un croche à 120° :

- ✓  $\alpha = 2,31$  ;
- ✓  $\beta = 3,28$ .

Tableau III-16 : L'ancrage des armatures de plancher corps creux type 3 terrasse accessible.

| Φ (mm) | $\tau_{su}$ (MPa) | L <sub>s</sub> (cm) | L <sub>1</sub> (cm) | r (cm) | L <sub>2</sub> (cm) | L (cm) |
|--------|-------------------|---------------------|---------------------|--------|---------------------|--------|
| 10     | 2,835             | 35,27               | 6                   | 5,5    | 3,37                | 9,37   |
| 14     |                   | 49,38               | 8,4                 | 7,7    | 4,72                | 13,12  |

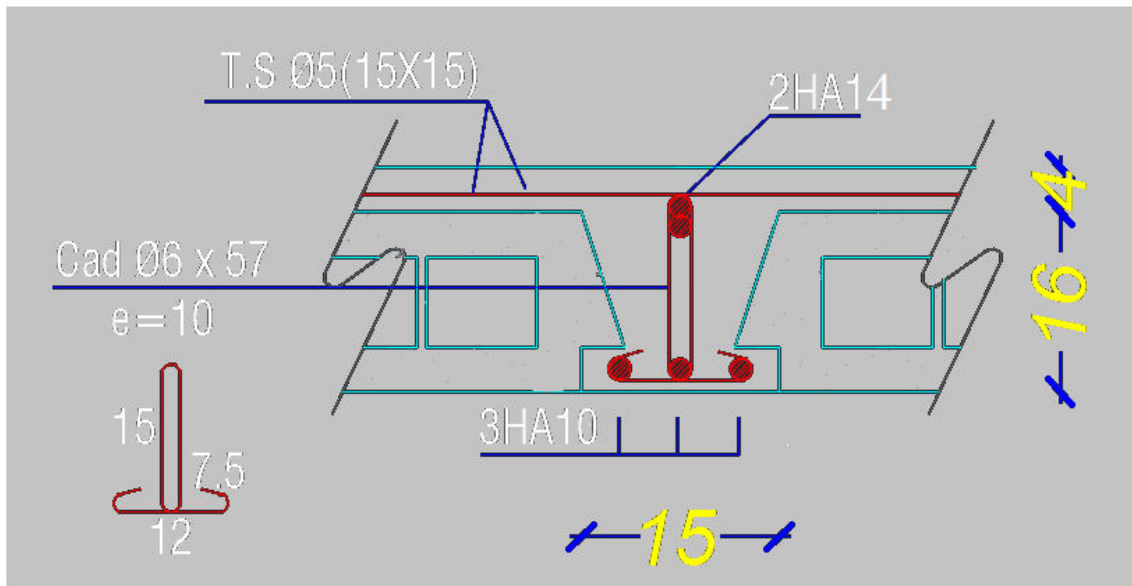


Figure III-20 : Disposition des armatures dans la poutrelle type 2 (appuis)

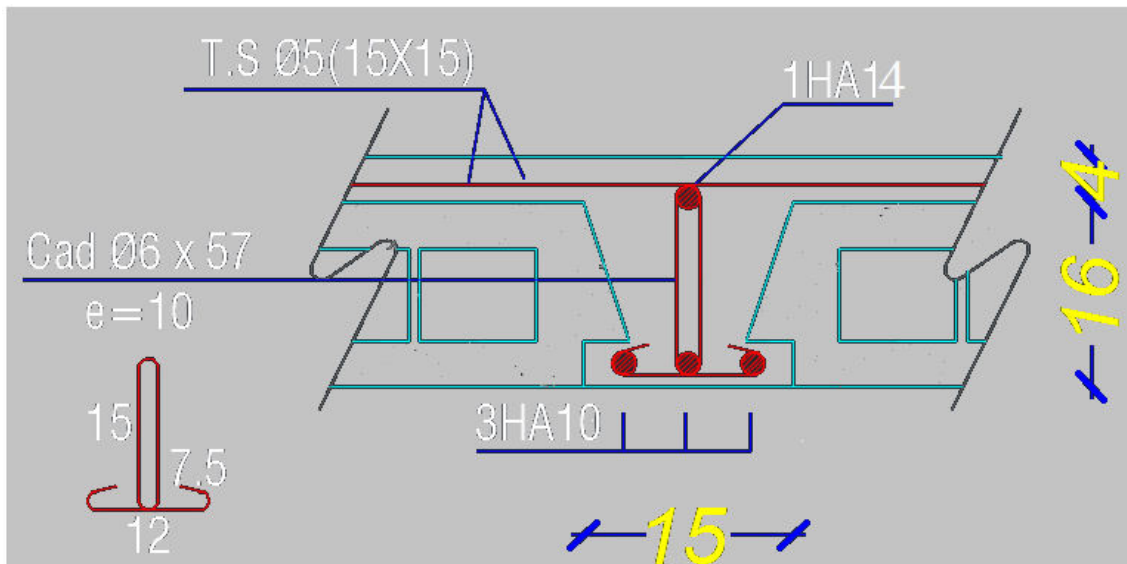


Figure III-21 : Disposition des armatures dans la poutrelle type 2 (travée)

### g) Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } 50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e}$$

$$\text{Si : } L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

- ✓  $L_1$  : Distance entre axes des poutrelles ( $L_1=65\text{cm}$ ).
- ✓  $A_1$  : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).
- ✓  $A_2$  : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).
- ✓  $A_2 = \frac{A_1}{2}$
- ✓  $f_e = 400\text{MPa}$

On a:  $L = 65\text{cm}$

Donc on obtient :  $A_1 = \frac{4L_1}{f_e} = 0,65\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend:  $6\Phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$St = \frac{100}{6} = 16,67\text{cm}$

On adopte  $St = 15\text{cm}$

#### Armatures de répartitions

$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,325 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend :  $6 \times \Phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$St = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$

On adopte un espacement = 15cm

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre  $\phi 6$  dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

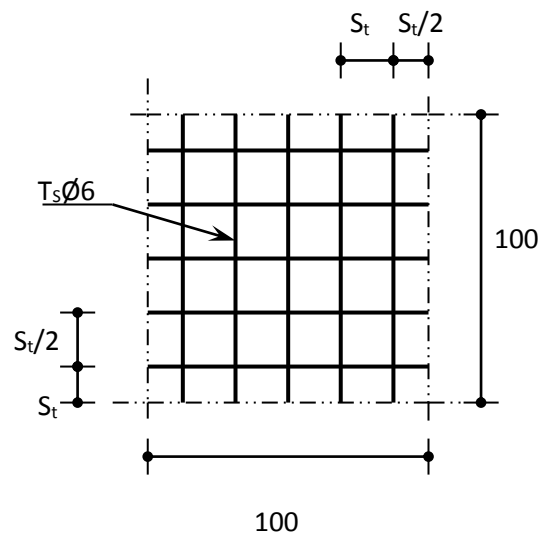


Figure III-22 : Disposition constructive de l'armature de la dalle de compression.

CHAPITRE IV :

ETUDE SISMIQUE DE LA  
STRUCTURE



### I. Introduction :

Pour les ingénieurs et les architectes, bâtir en zone sismique nécessite dans un premier temps, une évaluation précise et quantifiée (à travers des grandeurs aisément manipulables) de l'action sismique à prendre en compte dans le dimensionnement et la vérification de la stabilité des ouvrages. Au niveau de la méthode aux états limites, l'action du séisme a été intégrée sous forme d'action accidentelle, et ce à côté des autres charges tels que les charges permanentes, les surcharges d'exploitations et les charges climatiques. D'une manière générale, le calcul de la force sismique sur une construction suit le processus général suivant :

- ✓ détermination de l'accélération en fonction de la zone d'implantation et de l'importance de l'ouvrage ;
- ✓ détermination des caractéristiques dynamiques de la structure (périodes, amortissements, etc.) ;
- ✓ évaluation de l'action sismique suivant le code de calcul en vigueur (à l'instar des règles RPA en Algérie par exemple) ;
- ✓ répartition de la charge sismique de calcul entre les différents éléments de contreventement de la structure, en recourant aux méthodes habituelles de la résistance des matériaux ;
- ✓ vérification de la résistance et de la stabilité des éléments constitutifs.

Pour les bâtiments, les forces d'origine sismique seront toujours appliquées au niveau des planchers, et le calcul se fera simultanément dans le sens longitudinal et dans le sens transversal.

### II. Choix de la méthode de calcul :

Pour la détermination des forces sismiques sur les constructions, nous disposons à l'heure actuelle de 3 approches :

- 1) La méthode statique équivalente : le principe consiste à remplacer l'action dynamique d'origine sismique par une charge statique dite équivalente, censée provoquée les mêmes effets ;
- 2) La méthode dynamique par accélérogrammes : connaissant un accélérogramme type, dépendant de l'historique sismique de la région ou sera implanté l'ouvrage, du niveau de sécurité désirée, la réponse dynamique de la structure soumise à cet accélérogramme est déterminée en fonction de l'intensité et de la fréquence du phénomène sismique. Dans cette approche, l'effet de l'interaction, sol-structure est pris en compte. Cette analyse nécessite évidemment le recours aux ordinateurs et aux logiciels spécialisés développés à cet effet ;
- 3) La méthode d'analyse modale spectrale : elle n'a besoin que de l'accélérogramme et des caractéristiques géométriques de la structure et l'étude comporte cinq phases :
  - ✓ détermination du spectre de réponse ;
  - ✓ détermination des caractéristiques dynamiques de la structure ;

- ✓ détermination des forces statiques équivalentes au moyen du spectre de réponse pour différentes périodes (fondamentale et d'ordres supérieurs) ;
- ✓ détermination des efforts dans les éléments ;
- ✓ analyse modale.

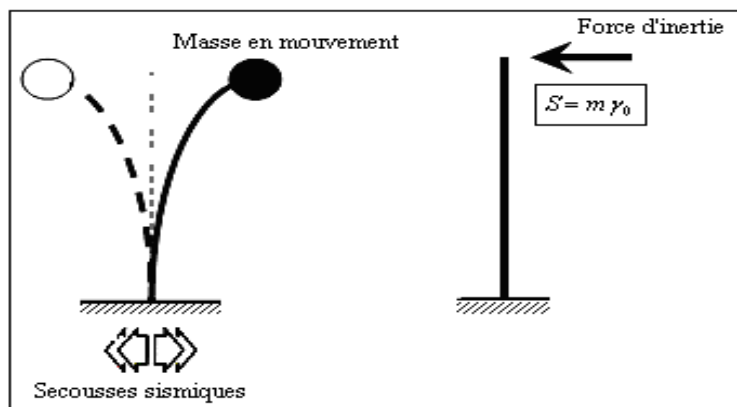
### III. Evaluation de l'action sismique selon la méthode statique équivalente :

Le début de l'élaboration théorique du génie sismique se situe entre la fin du XIX<sup>e</sup> et le début du XX<sup>e</sup> siècle. Les observations et l'analyse des conséquences du tremblement de terre de 1891 qui a touché la région de Mino-Ovari au Japon, ont permis d'obtenir pour la première fois certaines valeurs quantitatives des accélérations maximales du sol. C'est aussi pour la première fois qu'a été posé par *T.OMORI*, le problème fondamental du génie sismique : l'évaluation des forces d'origines sismiques qui agissent sur les constructions pendant un tremblement de terre. *T.OMORI* considère la structure comme infiniment rigide. Dans cette hypothèse, il néglige la déformabilité propre de la structure, et détermine la force sismique pour une structure plus ou moins fictive qui aurait le même mouvement que le sol. Dans ce cas, les valeurs maximales des forces sismiques peuvent être représentées par une fraction du poids de la construction, selon l'expression générale suivante :

$$S = m \gamma_0 = Q \left( \frac{\gamma_0}{g} \right) \quad (4.1)$$

Avec :

- ✓  $m$  = une partie de la masse ;
- ✓  $\gamma_0$  = accélération.



**Figure IV-1** : Simulation statique de l'action sismique sur une construction.

Le champ uniforme de la force donnée par l'équation (4.1) lui donne un caractère statique. C'est pourquoi la méthode de *T.OMORI* est appelée théorie statique du génie sismique. L'hypothèse de la structure infiniment rigide (on néglige ainsi son comportement dynamique), peut être justifiée pour un nombre limité de constructions, dont les déformations

sont négligeables par rapport aux déplacements de la base. Cependant et malgré ses défauts évidents, cette méthode a représentée en son temps un progrès essentiel dans la recherche d'une base scientifique pour les calculs antisismiques. Le principe fondamental de la méthode statique a été repris par de nombreux codes de calcul parasismiques, notamment le code Algérien (RPA/2003).

La force statique résultante équivalente est donnée par une expression forfaitaire qui relie, d'une façon quantitative, les paramètres de mouvement du sol, les propriétés physiques et dynamiques du bâtiment et son usage principal. Elle agit à la base du bâtiment et elle est supposée répartie sur la hauteur depuis sa base jusqu'au sommet. La structure étant soumise à ces forces équivalentes, on est alors ramené à un simple calcul de contreventement qui se résout par les méthodes usuelles de calcul des structures. Le dimensionnement des éléments structuraux est ensuite effectué en utilisant les règlements de béton armé ou de construction métallique en vigueur, tels que le CBA/93 et le CMA en Algérie. Dans les paragraphes suivants nous allons présenter le code de calcul parasismique en vigueur en Algérie, accompagné de quelques applications numériques.

### **IV. Règlement parasismique algérien :**

Les règles parasismiques Algériennes, représentent le document technique réglementaire en vigueur en Algérie qui fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. Le terme acceptable montre bien qu'un certain seuil de sécurité est visé, seuil qui s'accroît avec l'application strict des codes parasismiques, l'amélioration des performances des matériaux utilisés, des notes de calcul plus fines grâce notamment à une modélisation des structures plus proche de la réalité (recours aux calculateurs) et enfin de nouvelles connaissances acquises sur la base d'expertises des séismes récents.

Pour les structures courantes, les objectifs visés par le RPA consistent à doter la structure :

- ✓ d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent ;
- ✓ d'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Pour les ouvrages stratégiques tels que les centres de commandements, les casernes de pompiers, et les hôpitaux, la protection visée est encore plus sévère puisqu'il faudra que l'ouvrage puisse demeuré opérationnel immédiatement après un séisme majeur. Par contre, elles ne sont pas applicables aux centrales nucléaires, installations de gaz naturel liquéfié, aux installations de fabrication et de stockage des produits inflammables, aux barrages, aux ouvrages maritimes, aux ponts, aux tunnels, et enfin aux réseaux et ouvrages enterrés. De même que les ouvrages en béton précontraint et en bois.

**NB** : Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le RPA 99 / version 2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **II-a**, groupe d'usage **1B**.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectacle du fait que notre Tour ne répond pas aux critères (4.1.2.b) exigés par le RPA 99 / version 2003, quand à l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur de la structure :  $H = 53,00 \text{ m} > 23 \text{ m}$

Donc nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010

### IV.1. Valeur de l'effort sismique global :

Conformément à l'article 4.2.3 des règles RPA/2003, les forces sismiques de calcul  $V$  dans les 2 directions seront déterminées d'après la formule :

$$V = \left( \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \right) W \quad (4.2)$$

Avec :

**A**= coefficient d'accélération de zone. Il correspond à une accélération maximale du sol sur une période de temps déterminée, cette accélération ayant une probabilité plus ou moins grande de se produire. Le coefficient  $A$  dépend de la zone sismique et du groupe d'usage (ou groupe d'importance). Notons que sa valeur peut être modifiée, comme ce fut le cas par exemple pour les Wilayas de Boumerdes et d'Alger. Ces wilayas classées en zone II dans les règles RPA version 99, ont été reclassées en zone III après le séisme du 21/05/2003, qui a montré que ces régions pouvaient être le théâtre d'activités sismiques beaucoup plus importantes que celle prévue dans l'ancienne classification. Ce changement de zonage n'est pas propre à l'Algérie, en effet le coefficient d'accélération de zone de la région de Svichtov, en Bulgarie, était estimé au VI degré, actuellement on prévoit une intensité du VIII degré, de même la ville de Tachkent (Ouzbékistan) qui était classée en intensité VIII est devenue en IX intensité.

En tout état de cause, ce sont les pouvoirs publics qui fixent le seuil sismique à considérer. Le seuil de sécurité fixé par la réglementation en vigueur est fonction de la zone d'implantation de l'ouvrage mais également de son importance par rapport à la collectivité. A titre d'exemple les ouvrages d'importance vitale (1A, tels que les hôpitaux par exemple) seront calculés sous un effort sismique supérieur de l'ordre de 33% par rapport à un ouvrage parfaitement identique mais destiné à servir comme un ouvrage socioculturel (1B) et ce si les deux ouvrages sont implantés en zone III. L'écart passerait à 25% en zones I et II, ces écarts montrent bien l'importance du lieu d'implantation dans l'évaluation de l'action sismique.

**D** = Coefficient d'amplification dynamique. Le facteur d'amplification dynamique est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

**Q** = Facteur de qualité. Il s'agit d'un facteur intégré par la réglementation Algérienne, en vue de pénaliser de mauvaises dispositions architecturales des éléments porteurs vis-à-vis du comportement antisismique, un mauvais choix des matériaux de construction ou encore une absence de contrôle des travaux sur chantier. Il dépend de plusieurs facteurs notamment :

- ✓ la redondance et la géométrie des éléments qui les constituent ;
- ✓ la régularité en plan et en élévation ;
- ✓ la qualité du contrôle de la construction et des matériaux.

Un calcul rapide de l'ensemble des pénalités donne une majoration du coefficient de qualité (et donc de l'effort sismique) de 35%, d'où la nécessité pour l'ensemble des acteurs de la construction (ingénieurs, architectes, entreprise de réalisation, etc.) de penser dès la phase avant-projet, à concevoir des ouvrages respectant les prescriptions réglementaires. Faute de quoi les sollicitations d'origines sismiques à considérer seront majorées avec toutes les conséquences directes des surcoûts qu'elles vont générer.

**R** = Coefficient de comportement. Le RPA/2003 donne pour chaque système de contreventement un coefficient de comportement global de la structure. La valeur du coefficient est donnée suivant le système de contreventement.

**W** = Poids de la structure à considérer. Le poids de la structure est évalué en considérant la totalité des charges permanentes et celles des équipements fixes (éventuelles) et une fraction des charges d'exploitations. A titre d'exemple, pour les bâtiments à usage d'habitation, le poids à considérer dans le calcul de l'action sismique, comprend la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitations.

### IV.2. Classification de site :

Selon le RPA 99 / version 2003 les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un sol **meuble (Catégorie S3)**.

### IV.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

❖ Coefficient d'accélération **A** :

Zone IIa, groupe2, (D'après la classification sismique de wilaya Annaba : RPA 99 / version2003 alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,15** (tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003)

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen **D** :

La valeur de la période fondamentale de la structure est estimée par l'expression suivante :

$$T = \text{Min} (C_T \times (h_N)^{3/4} ; 0,09 \times h_N / \sqrt{L})$$

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.

La valeur du coefficient  $C_T$  pour une structure réalisée par des portiques auto-stables en béton armé avec un remplissage en maçonnerie est de 0,05.

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} = 0,982 \text{sec}$$

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L} = 0,789 \text{ sec}$$

Valeur de  $T_2$  : Elle est fonction du site d'implantation, soit pour les 4 sites normalisés :

✓ Site S<sub>1</sub> ;  $T_2 = 0,3s$

✓ Site S<sub>2</sub> ;  $T_2 = 0,4s$

✓ Site S<sub>3</sub> ;  $T_2 = 0,5s$

✓ Site S<sub>4</sub> ;  $T_2 = 0,7s$

Pour la structure étudiée, et quelque soit le type de site, la condition suivante est vérifiée :

$$\forall T_2 < T = 0,789s < 3s$$

Le facteur d'amplification dynamique se calculera ainsi selon l'expression suivante :

$$D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,882 > 0,7 \quad ; \text{ avec : } \xi = 7\%$$

Ou  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$  pour un contreventement mixte ( $\eta = 0,882$ ). (Tab 4.2)

Pour notre site type : **S3T<sub>2</sub> = 0,50 s** (tab 4.7)

On prend : **T = 0.789 sec**

Donc : **D = 2,5η(T<sub>2</sub>/T<sub>x</sub>)<sup>2/3</sup> = 2,5×0,882(0,50/0,789)<sup>2/3</sup> = 1,82**

❖ Coefficient de comportement global de la structure **R** :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003. Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**

❖ Facteur de qualité **Q** :

✓ Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA 99 / version 2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est  $< 1,5$ .

- sens longitudinal : (7 travée)

$$L_{\max}/L_{\min} = 6.00/3.50 = 1.71 > 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0.05$$

- sens transversal : (7 travée)

$$L_{\max}/L_{\min} = 4.60/3.20 = 1.44 < 1,5 \text{ critère non observé } p_q = 0$$

✓ Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- sens longitudinal : (7 travée)

$$L_{\max}/L_{\min} = 6.00/3.50 = 1.71 > 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0.05$$

- sens transversal : (7 travée)

$$L_{\max}/L_{\min} = 4.60/3.20 = 1.44 < 1,5 \text{ critère non observé } p_q = 0$$

✓ Régularité en plan

- La Tour présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension de la Tour mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La structure a une force compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur / largeur} = 36.53 / 34.65 = 1.05 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

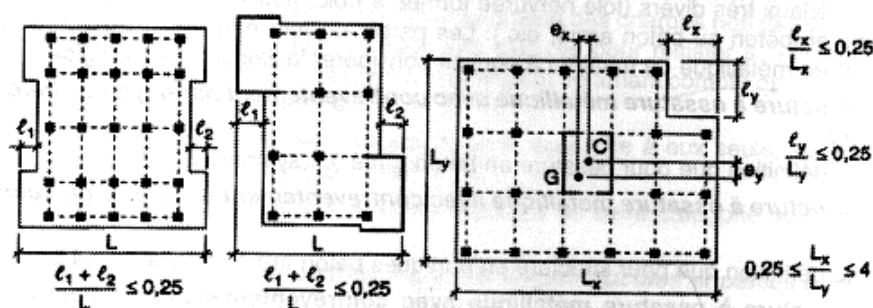


Figure IV-2 : Limites des décrochements en plan.

- la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier.

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.

Donc le critère est observé  $p_q = 0.05$

- ✓ Régularité en élévation
- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont ça charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.
- la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation  $p_q = 0$

- ✓ Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$p_q = 0,05$

- ✓ Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux

On considère que ce critère est non observé :  $p_q = 0.10$

**Tableau IV-1 : Pénalité en fonction de critère de qualité.**

| Critère q   | Pq   |      |
|---|------|------|
| Conditions minimales sur les files de contreventement | 0.05 | 0    |
| redondance en plan                                    | 0.05 | 0    |
| Régularité en plan                                    | 0.05 | 0.05 |
| Régularité en élévation                               | 0    | 0    |
| contrôle de la qualité des matériaux                  | 0.05 | 0.05 |
| contrôle de la qualité de l'exécution                 | 0.1  | 0.1  |
| la somme  | 0.30 | 0.2  |

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$

D'où  $P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

$$Q = \max \{Q_x, Q_y\}$$

$$Q_x = 1 + 0,30 = 1,30$$

$$Q_y = 1 + 0,20 = 1,20$$

$$\Rightarrow Q = 1,30$$



❖ poids total de la structure **W** :

Il comprend la totalité de la charge permanente et 20% de la surcharge d'exploitation.

$$W = W_G + \beta W_Q = W_G + 0,20W_Q$$

$$W = (PP+G)+0,2Q$$

$$PP=90588,88 \text{ KN}$$

$$G=56361,54 \text{ KN}$$

$$Q=21793,37 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } W=151309,10 \text{ KN}$$

❖ Calcul de l'effort sismique global **V** :

$$V_{X\text{statique}} = \frac{0,15 \times 1,82 \times 1,30}{5} \times 151309,10 = 10739,92 \text{ KN}$$

$$V_{Y\text{statique}} = \frac{0,15 \times 1,82 \times 1,20}{5} \times 151309,10 = 9913,77 \text{ KN}$$

#### IV.4. Combinaisons d'actions :

Lorsqu'il y a lieu de tenir compte de l'action sismique pour la détermination des sollicitations et des déformations, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G+Q \pm E \quad (4.3)$$

$$0,8G \pm E \quad (4.4)$$

Pour les ouvrages contreventés par des portiques auto-stables, les poteaux seront calculés sous la combinaison suivante :

$$G+Q \pm 1,2E \quad (4.5)$$

Avec :

G = charges permanentes ;

Q = charges d'exploitations non pondérées ;

E = action du séisme représenté par ses composantes horizontales.

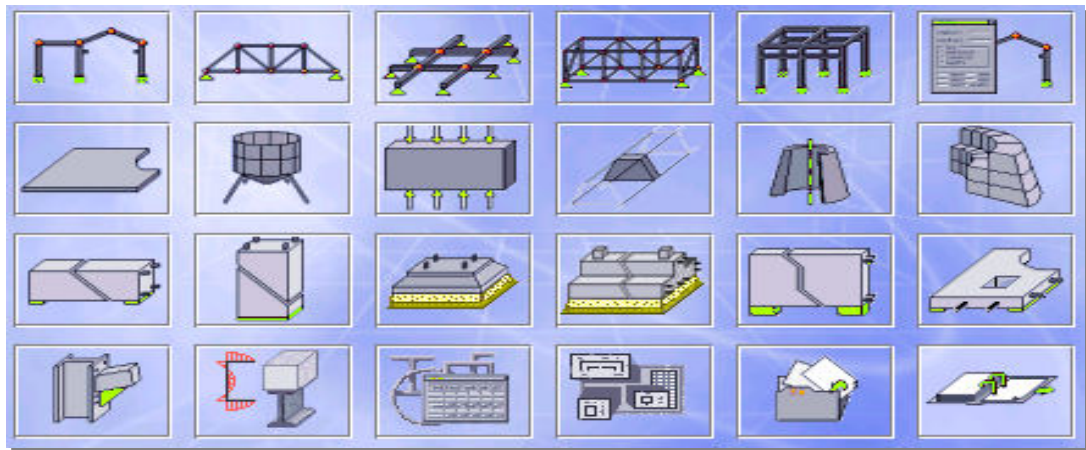
La combinaison (4.4) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale, il s'agit donc d'une prise en compte indirect de la composante verticale du séisme par les règles RPA/2003. Enfin la combinaison (4.5) a pour objet de fournir aux poteaux une meilleure résistance aux effets des moments de renversement dus aux mouvements sismiques majeurs.

#### V. Présentation sommaire du logiciel utilisé :

ROBOTS STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2010 est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de :

- ✓ Modéliser des structures,
- ✓ Les calculer,
- ✓ Vérifier les résultats obtenus,
- ✓ Dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

C'est un logiciel qui permet de modéliser tous types de structures en génie civil (portiques, treillis soudés, bâtiments, coques, plaques etc.). Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique des structures, ainsi que le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans la structure seront ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différentes réglementations Algériennes en vigueur à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles C.B.A/93.



**Figure IV-3 :** Les différents types de structures.

### V.1. Modélisation :

**Robot 2010** permet de modéliser tout type de structure en 2D ou en 3D composées d'éléments barres, poutres, éléments surfaciques ou volumiques. Il permet d'introduire parfaitement la géométrie, le chargement, les matériaux, les conditions aux frontières voire même les règlements et normes adoptés.

### V.2. Modélisation de la structure :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles :(vent, extrême, explosion.....).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

L'étude des éléments de contreventement consiste en l'évaluation et la distribution des charges verticales et horizontales aux portiques et voiles. Cette étude est effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel « ROBOT 2010 ». Pour la détermination des sollicitations et des déformations correspondantes ; le ferrailage étant effectué conformément aux prescriptions réglementaires (BAEL 91 et RPA 99version 2003).

### a) Modélisation des éléments structuraux :

1)- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments «Poutre-Poteau ».

- ✓ Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i ».
- ✓ Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ».

2)- Les voiles sont représentés par des éléments coques « voile » à quatre nœuds.

3)- Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme rigide. Ces planchers sont supposés indéformables dans leurs plans

### b) Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  RPA99/version 2003 (dans notre cas  $\beta = 0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

### V.3. Vue tridimensionnel de l'ouvrage :

La figure ci-dessous présente la modélisation tridimensionnelle de la tour (R+15) qui fait l'objet de notre présente étude. Cette modélisation est beaucoup plus proche de la réalité que les modélisations bidimensionnelles.

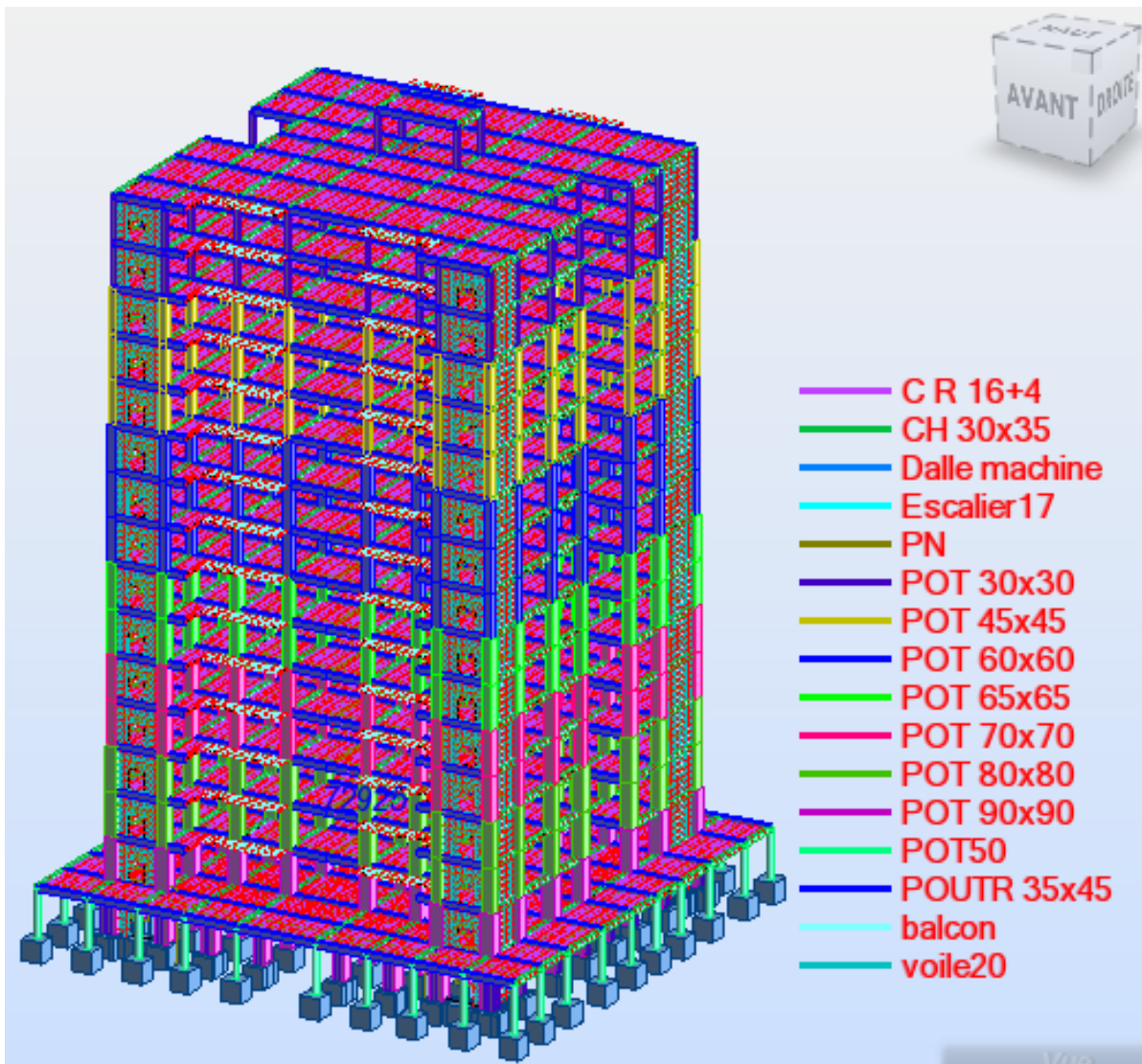


Figure IV-4 : Modélisation tridimensionnelle de la tour.

#### V.4. Les charges à considérées :

Après la définition de la géométrie et des sections des différents éléments de la structure (poutres, poteaux), on passe donc à la définition des charges appliquées. Les charges considérées dans le calcul de la tour sont les suivantes :

- ✓ Les charges permanentes comprenant principalement les poids des éléments,
- ✓ Les surcharges d'exploitations,
- ✓ Le séisme.

Les charges permanentes sont généralement évaluées à partir des volumes de bétons mis en place. Les charges d'exploitations sont fixées par le DTR-BC 2.2, intitulé «Charges permanentes et charges d'exploitation». L'action sismique sera évaluée à partir du DTR B.C.2.48, intitulé «Règles Parasismiques Algériennes(R.P.A/2003)», sous réserve que les conditions de son application soient vérifiées.

### a) Combinaisons de charges utilisées

Nous avons, dans notre note de calculs, 3 types de charges (3 cas de charges) à savoir :

- ✓ Les charges permanentes, notées «G»,
- ✓ Les surcharges d'exploitations, notées «Q»,
- ✓ Le séisme, noté «E».

Ainsi nous avons négligés certaines autres charges telles que, les effets de la température, la neige et le vent. Dans le cas où seules les charges permanentes et les surcharges sont prises en compte, les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$1,35G + 1,5Q \text{ (ELU)}$$

$$G + Q \text{ (ELS)}$$

Lorsqu'il y a lieu de tenir compte des effets de température pour la détermination des sollicitations et des déformations, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$1,35G + 1,5T+Q \text{ (ELU)}$$

$$1,35G + 1,5Q+0,8T \text{ (ELU)}$$

$$G + Q+0,60T \text{ (ELS)}$$

$$G + T+0,77Q \text{ (ELS)}$$

Lorsqu'il y a lieu de tenir compte de l'action sismique pour la détermination des sollicitations et des déformations, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G+Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Pour les ouvrages contreventés par des portiques auto-stables, les poteaux seront calculés sous la combinaison suivante :

$$G+Q \pm 1,2E$$

Les résultats que nous exposons sont les globaux et ont tous été calculés par le logiciel Robot. Après le calcul des sollicitations, on déterminera les sections d'aciers à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul sera mené selon les RPA99/2003 et le CBA93.

Les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

b) Les dispositions des voiles :

Les différentes variantes sont les suivantes :

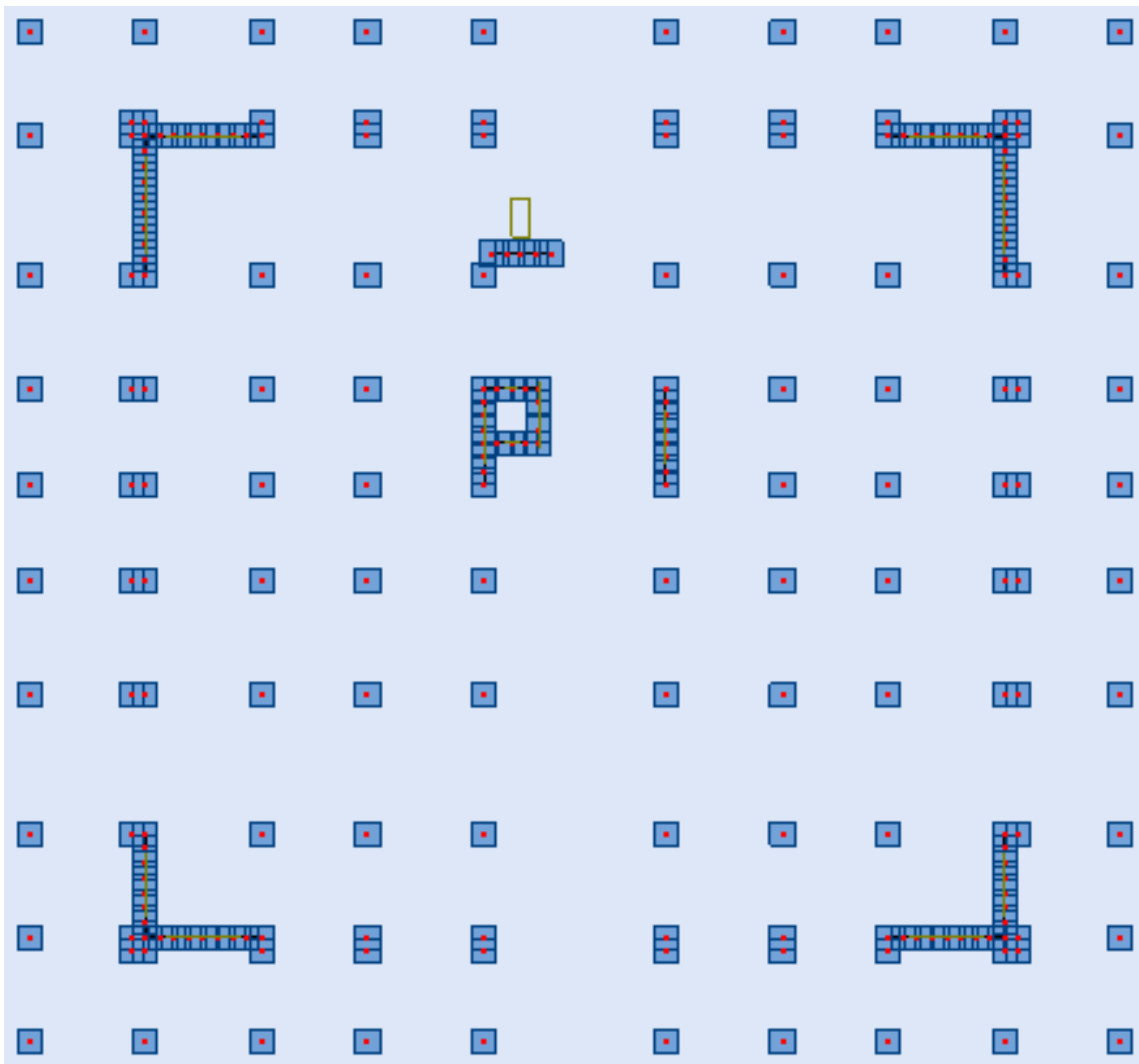


Figure IV-5 : La 1<sup>ère</sup> disposition des murs voiles et poteaux (RDC + 15 étages).

$T=1,35$  sec

$W=13771,99$ tonnes

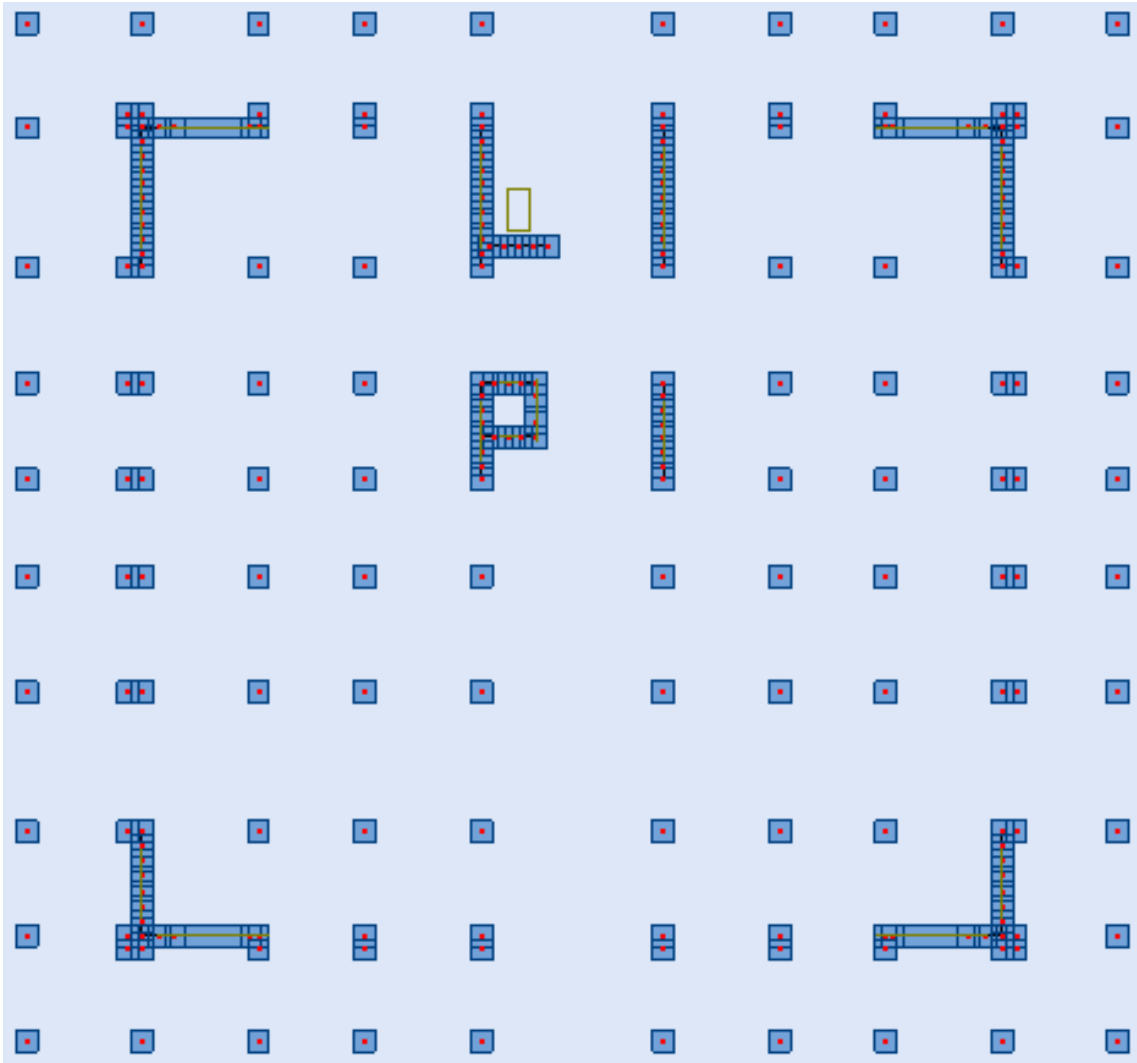


Figure IV-6 : La 2<sup>ème</sup> disposition des murs voiles et poteaux (RDC + 15étages).

$T=1,29\text{sec}$

$W=14675,62\text{tonnes}$

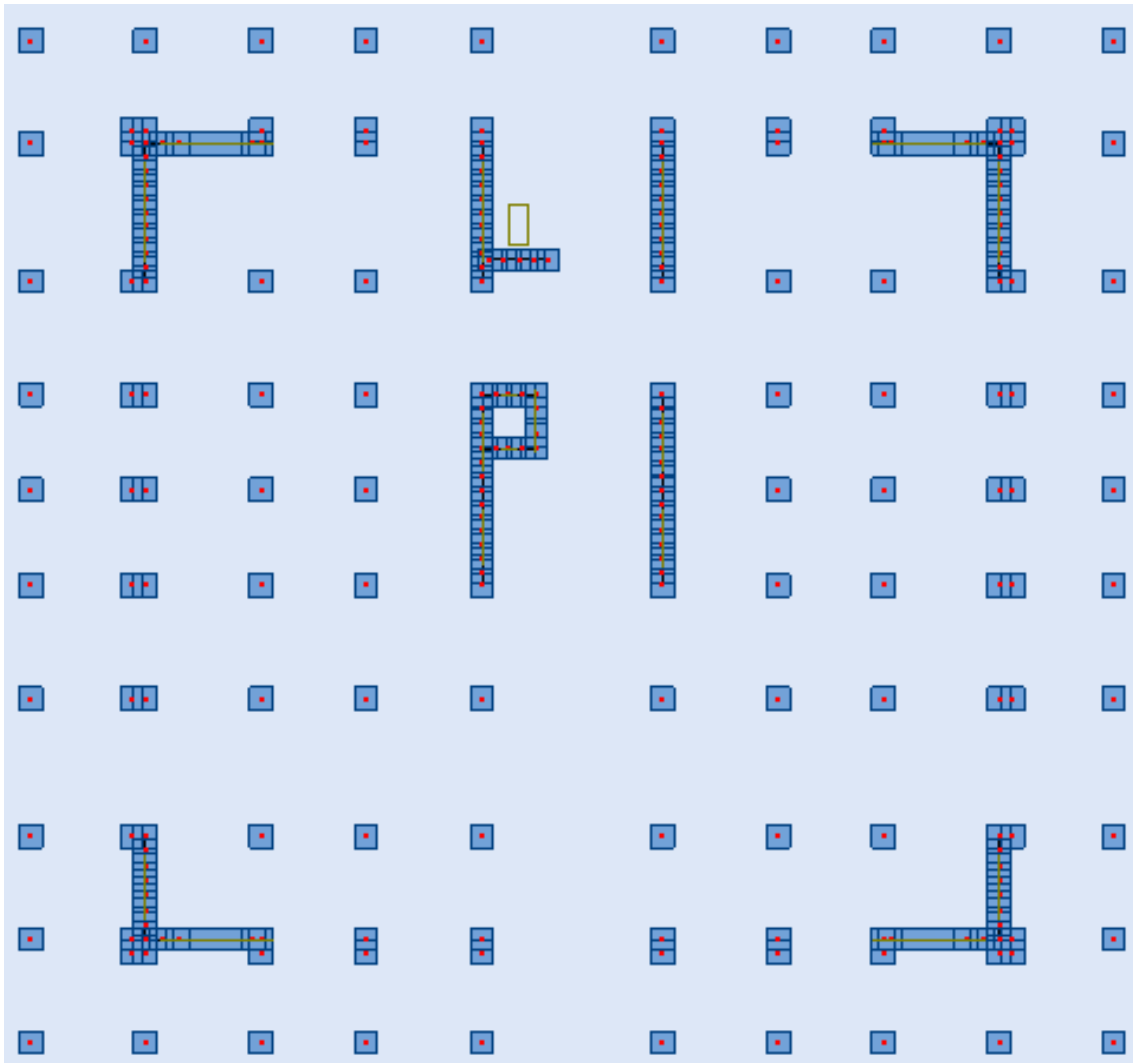


Figure IV-7 : La 3<sup>me</sup> disposition des murs voiles (voile20) et poteaux.

$T=1,28\text{sec}$

$W=14954,925\text{tonnes}$



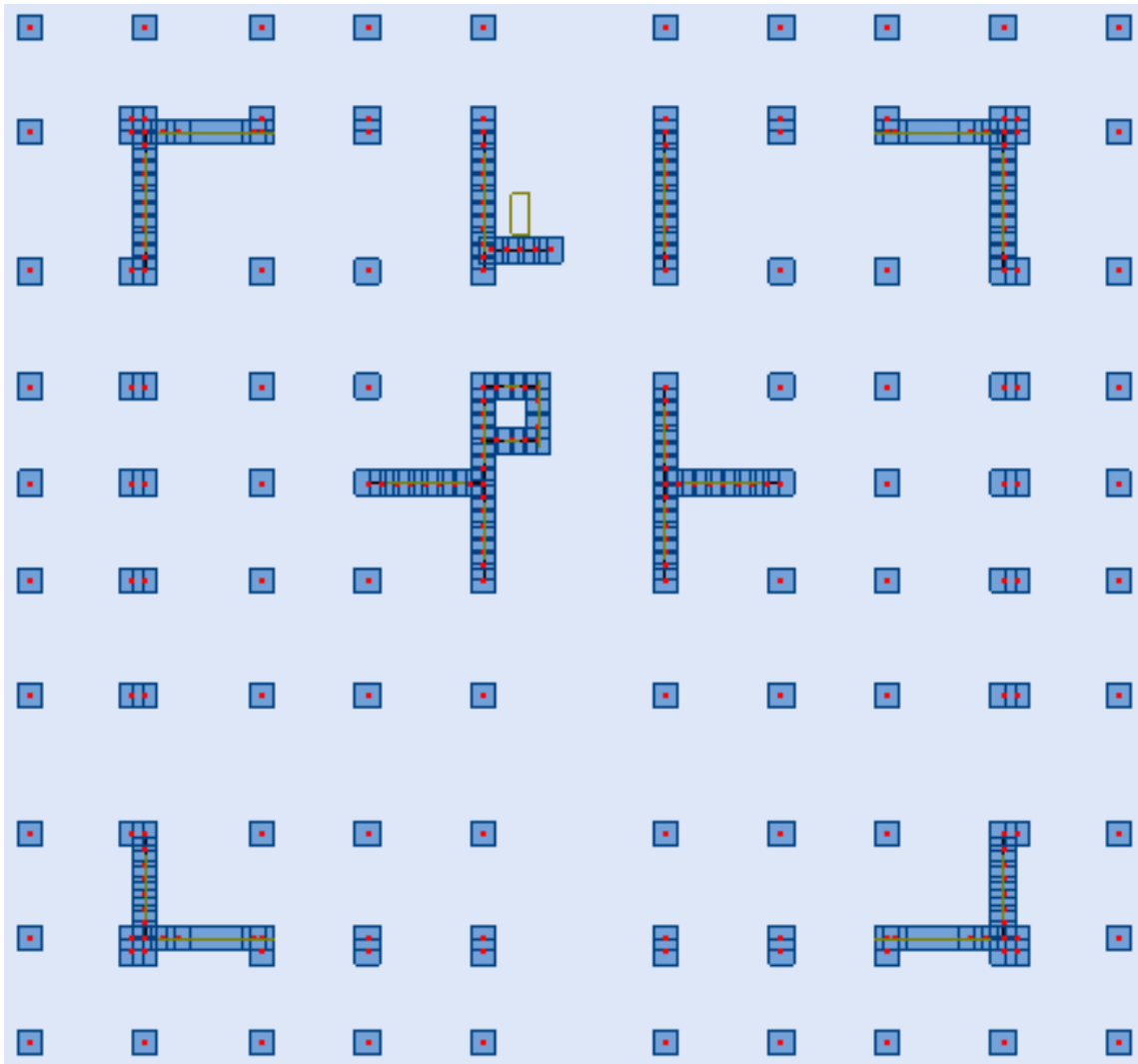


Figure IV-8 : La 4<sup>ème</sup> disposition des murs voiles (voile20) et poteaux.

$T=1,14$  sec

$W=15130,91$ tonnes

#### V.5. Nombre de mode à considérer :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ 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 de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Selon le RPA99/ version 2003 (Art4.3.4) : le nombre minimal de mode (K) à retenir doit être tel que :  $K \geq 3\sqrt{N}$  et  $T_k \leq 0.20$  sec.

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.

**N** : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

$$N=15 \Rightarrow K \geq 3\sqrt{15} \Rightarrow K \geq 11,62 \quad \text{on adopte : } \mathbf{K=15} \text{ et } \mathbf{T_{15}= 0,11 \leq 0,20\text{sec}}$$

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique de chaque mode.

**Tableau IV-2** : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2010).

| Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] |
|------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 1    | 0,87           | 1,14          | 59,27                  | 0,75                   | 0,00                   | 59,27               | 0,75                | 0,00                |
| 2    | 0,95           | 1,05          | 59,87                  | 60,31                  | 0,00                   | 0,60                | 59,56               | 0,00                |
| 3    | 1,10           | 0,91          | 63,22                  | 60,44                  | 0,00                   | 3,35                | 0,13                | 0,00                |
| 4    | 2,99           | 0,33          | 80,02                  | 60,56                  | 0,00                   | 16,80               | 0,12                | 0,00                |
| 5    | 3,60           | 0,28          | 80,15                  | 78,21                  | 0,00                   | 0,12                | 17,65               | 0,00                |
| 6    | 4,07           | 0,25          | 80,26                  | 78,27                  | 0,00                   | 0,11                | 0,06                | 0,00                |
| 7    | 4,68           | 0,21          | 80,80                  | 78,28                  | 0,00                   | 0,55                | 0,01                | 0,00                |
| 8    | 4,76           | 0,21          | 80,81                  | 79,17                  | 0,00                   | 0,01                | 0,89                | 0,00                |
| 9    | 6,01           | 0,17          | 87,39                  | 79,21                  | 0,00                   | 6,58                | 0,04                | 0,00                |
| 10   | 7,13           | 0,14          | 87,40                  | 79,22                  | 0,00                   | 0,01                | 0,00                | 0,00                |
| 11   | 7,21           | 0,14          | 87,40                  | 79,26                  | 8,60                   | 0,00                | 0,04                | 8,60                |
| 12   | 7,68           | 0,13          | 87,42                  | 86,25                  | 8,71                   | 0,02                | 6,99                | 0,11                |
| 13   | 7,99           | 0,13          | 87,51                  | 86,64                  | 8,72                   | 0,09                | 0,39                | 0,01                |
| 14   | 8,72           | 0,11          | 87,51                  | 86,64                  | 11,07                  | 0,00                | 0,00                | 2,35                |
| 15   | 8,80           | 0,11          | 87,53                  | 86,64                  | 11,07                  | 0,01                | 0,00                | 0,00                |

Selon le RPA99/ version 2003 (Art4.2.4.b) : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T=0,98 \times 1,3 = 1,27 \text{ sec} \Rightarrow T=1,14 \text{ sec} < 1,27 \text{ sec} \Rightarrow \mathbf{\text{la condition vérifiée.}}$$

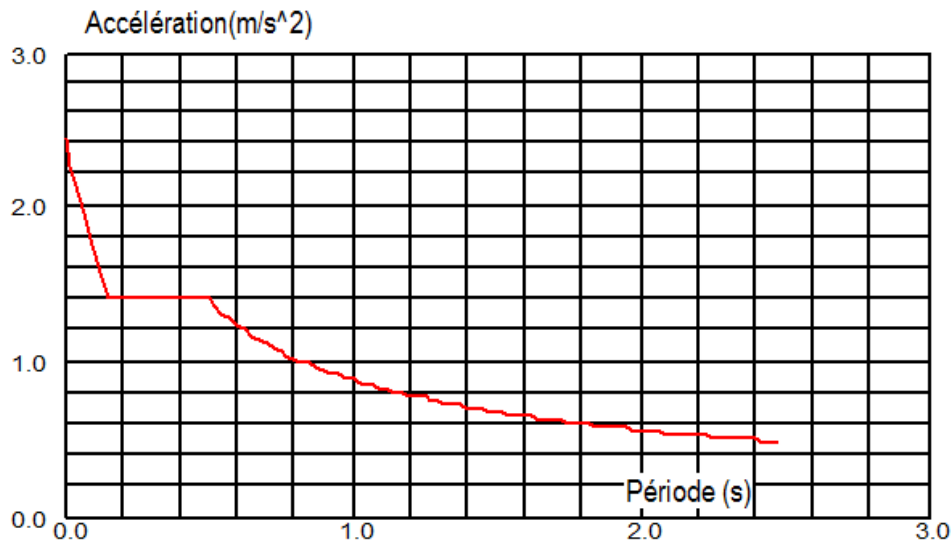
## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.

**NB** : Parmi les 4 variantes précédentes on considère la 4<sup>ème</sup> variante qui permet d'avoir une faible période et plus d'économie.

**a) Application de la méthode d'analyse modale spectrale :**

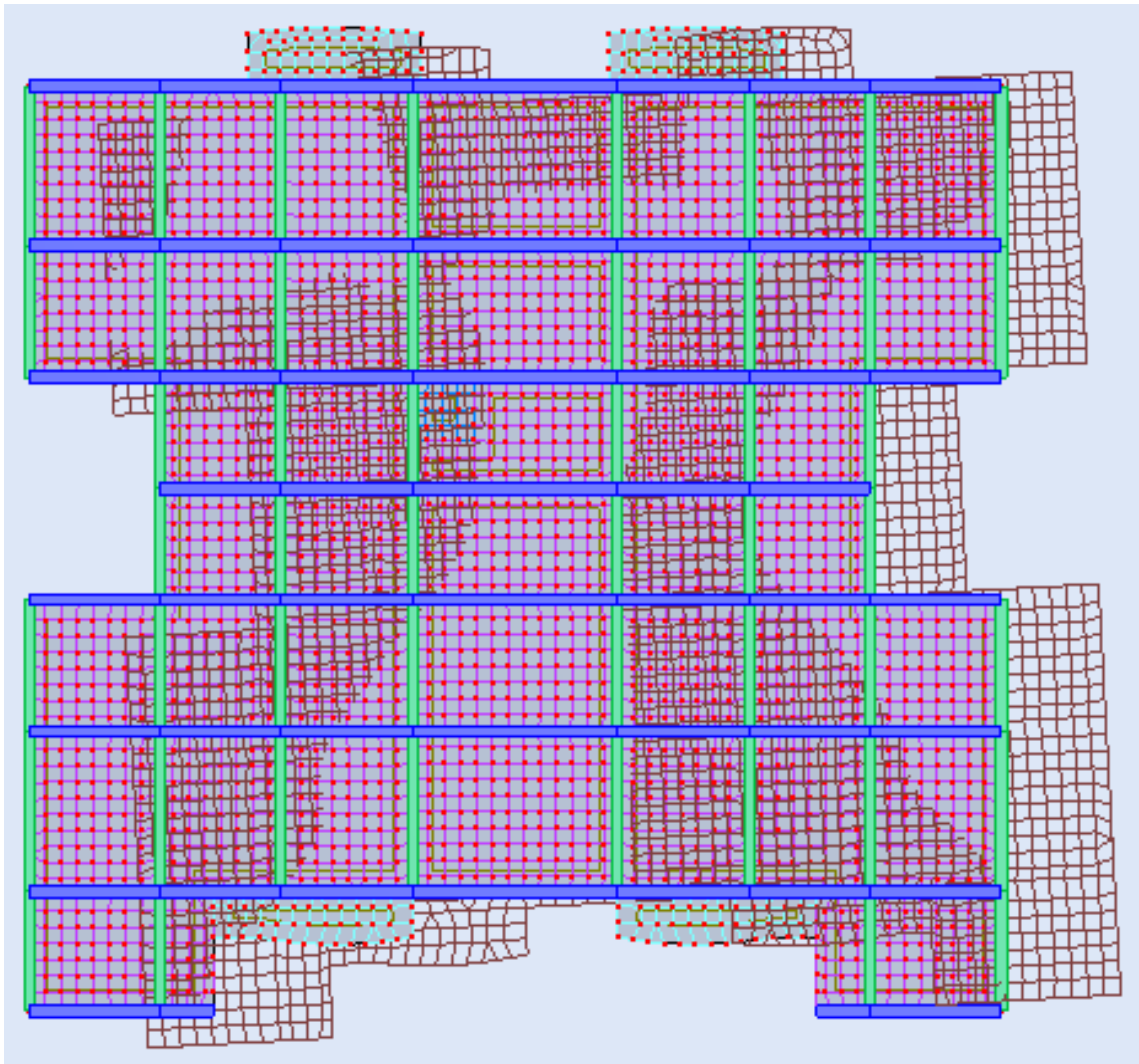
Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \times \left( 2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times \left[ \left( 1,25 \times A \right) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \right] & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left( 1,25 \times A \right) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^2 & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5 \times \eta \times \left( 1,25 \times \eta \right) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^2 \times \left( \frac{3}{T} \right)^5 \times \left( \frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

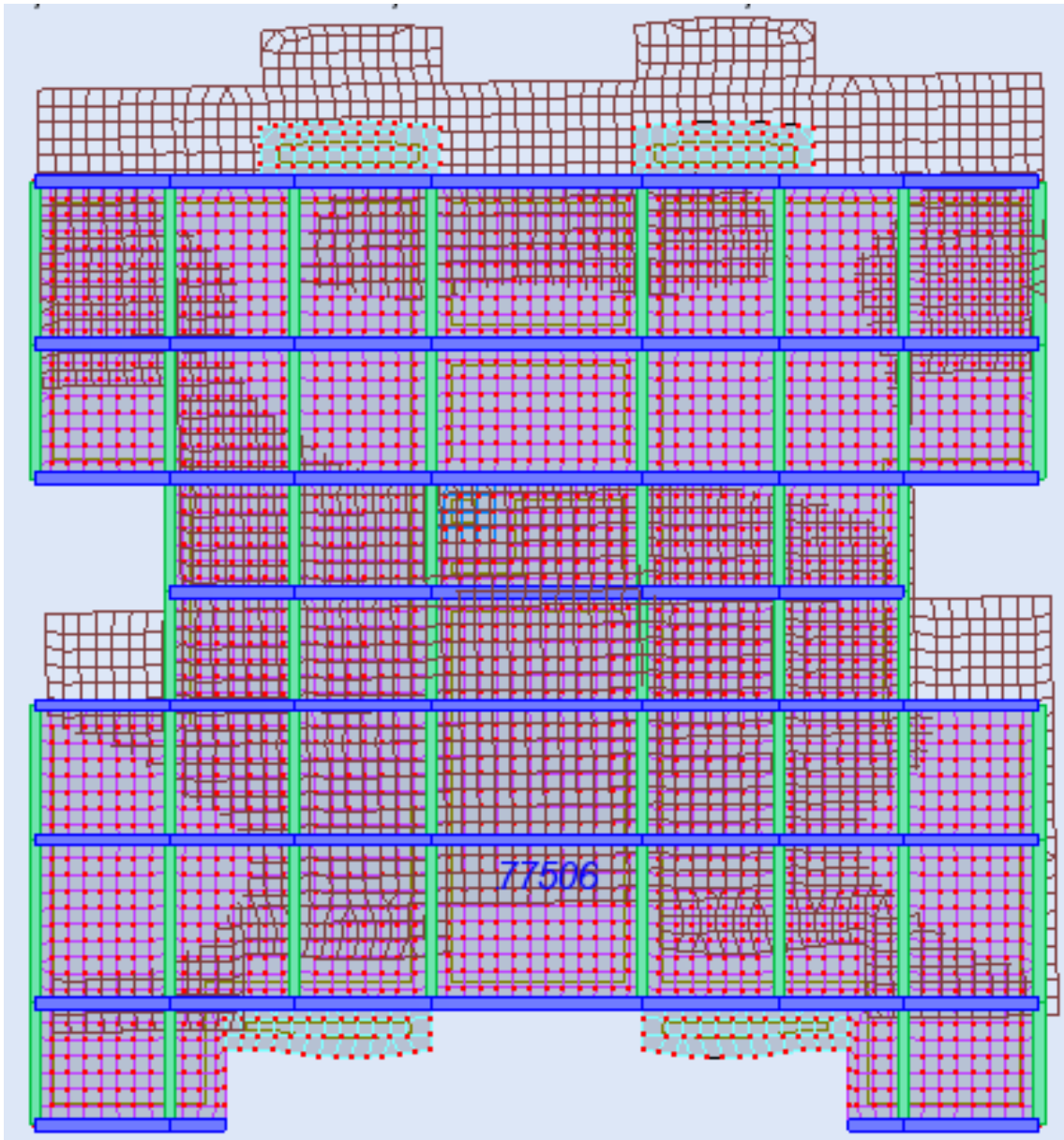


**Figure IV-9 : Spectre de réponse**

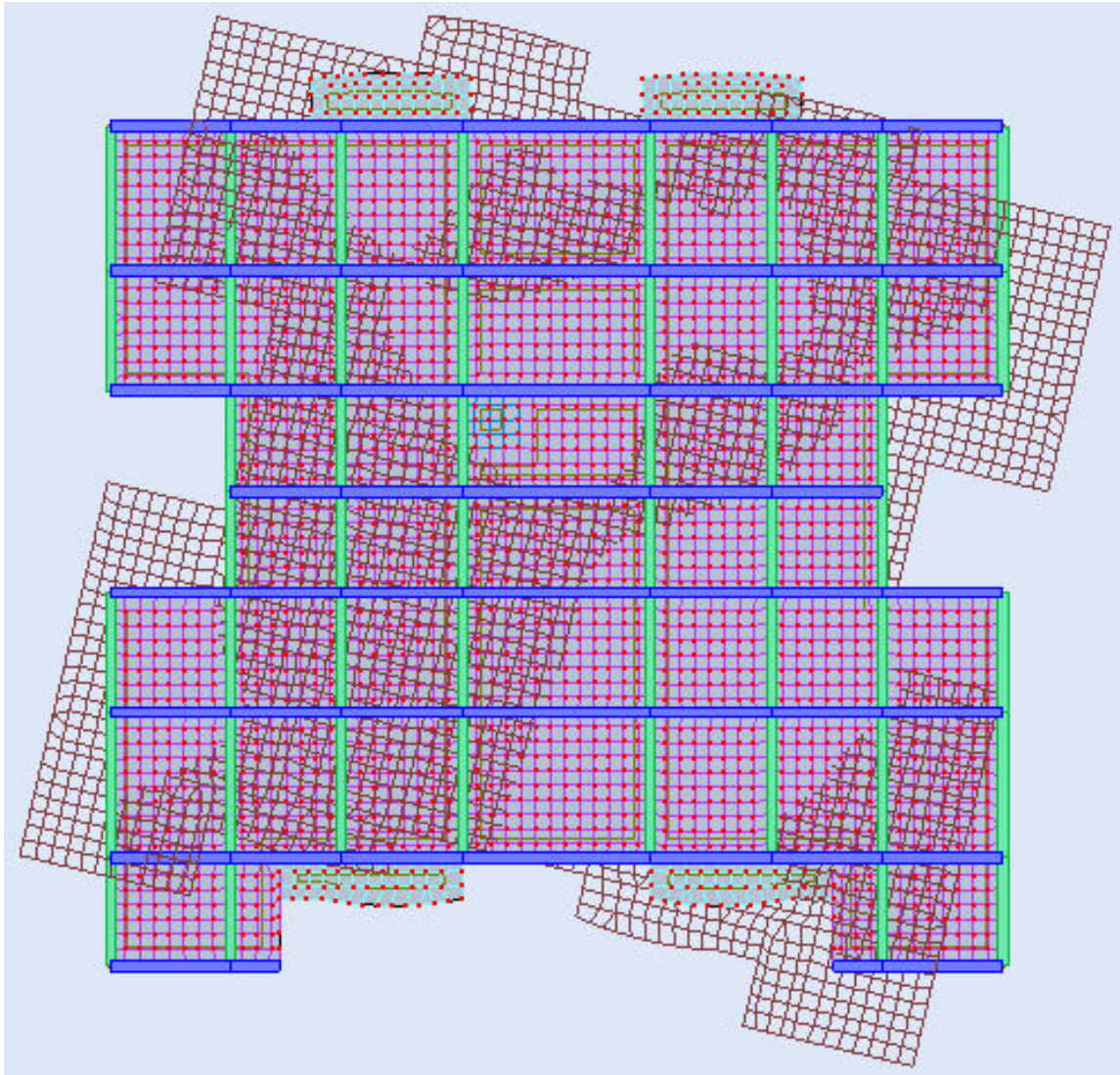
b) Présentation des différents modes :



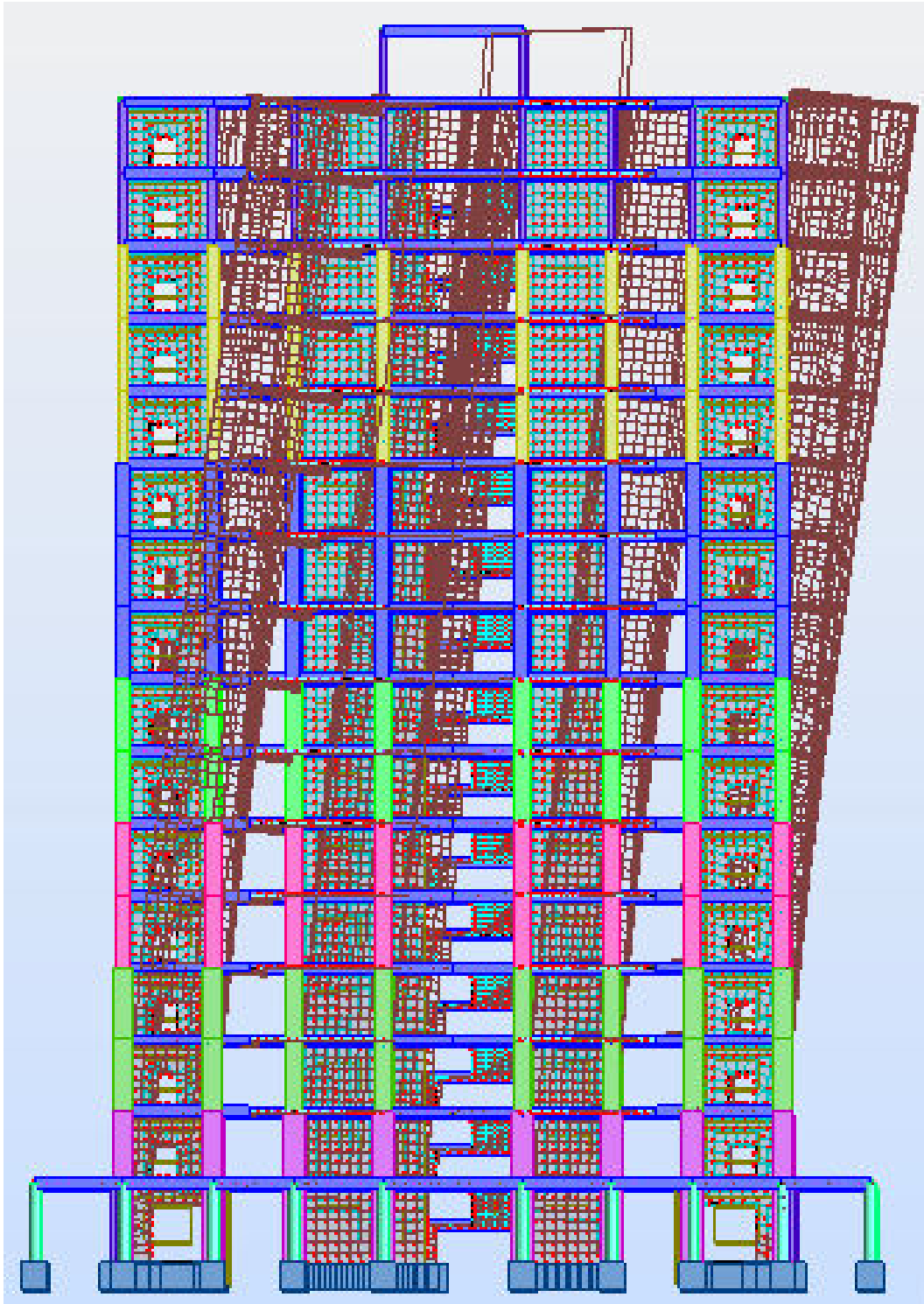
**Figure IV-10** : 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y, sens x (résultats de Robot 2010).



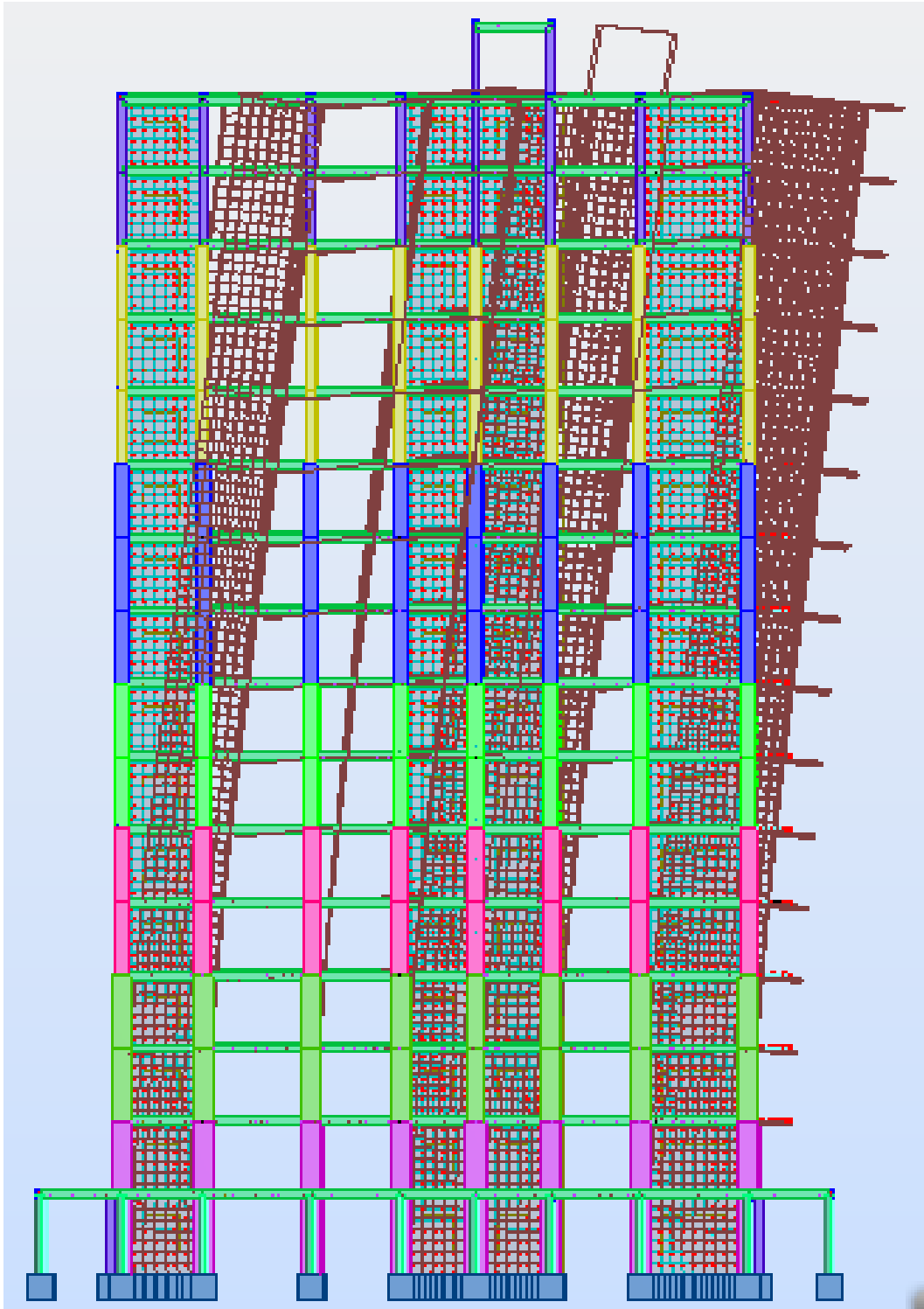
**Figure IV-11** : 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y, sens y (résultats de Robot 2010).



**Figure IV-12 :** 3<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques, rotation, plan : X-Y (résultats de Robot 2010).

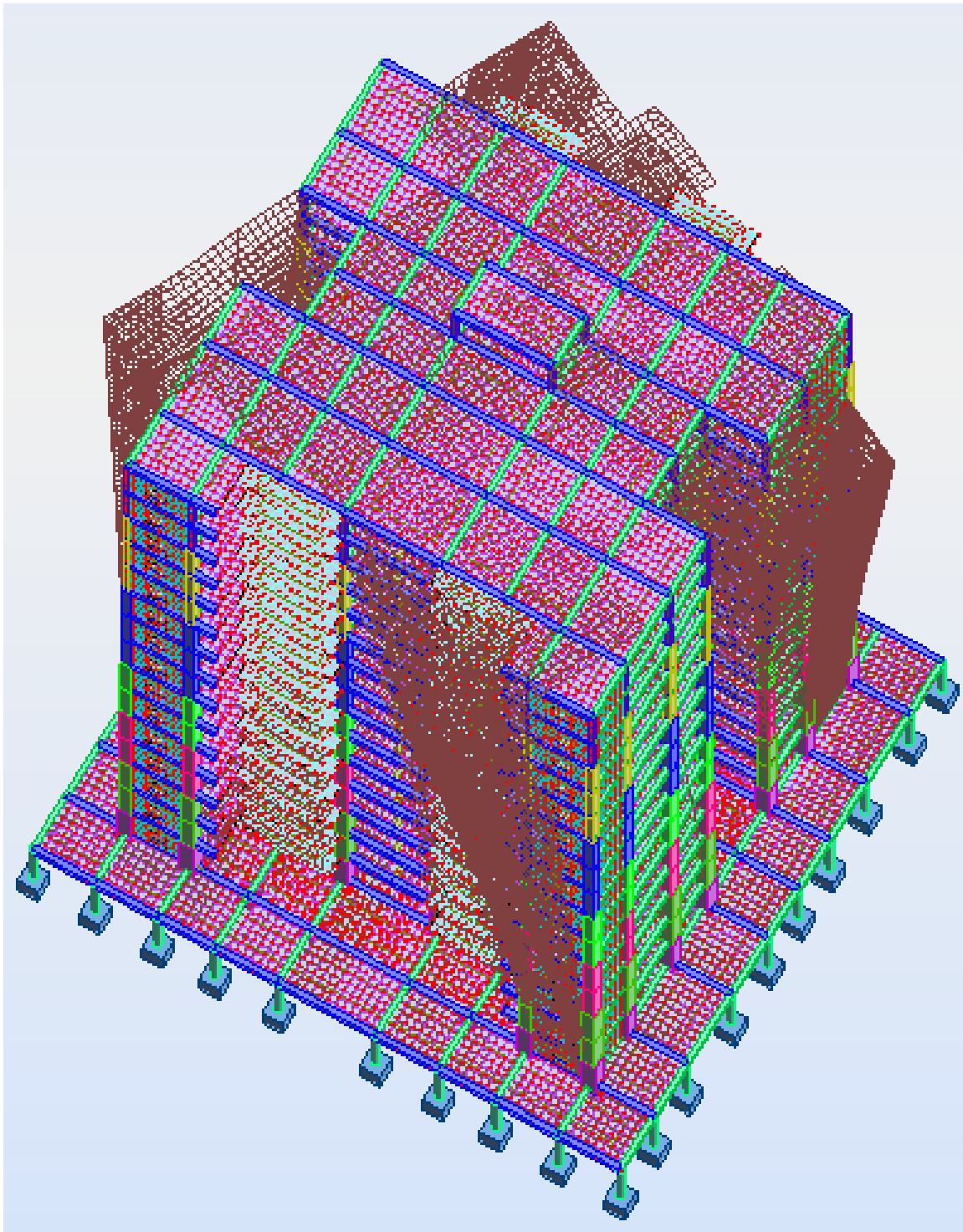


**Figure IV-13 :** 1<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques  
vue : X-Z (résultats de Robot 2010).



**Figure IV-14 :**2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques  
vue : Y-Z (résultats de Robot 2010).





**Figure IV-15 :** 3<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue :  
3D (résultats de robot 2010)

**VI. les différentes vérifications :**

**VI.1. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :**

Selon RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

**Tableau IV-3 : Les réactions à la base**

|           | $\sum F_x$ (KN) | $\sum F_y$ (KN) |
|-----------|-----------------|-----------------|
| <b>Ex</b> | 8676,96         | 747,57          |
| <b>Ey</b> | 747,62          | 9132,72         |

$$V_{x\text{dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 8709,10 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 9163,27 \text{ KN}$$

**Tableau IV-4 : Vérification de la résultante des forces sismiques**

|           | $V_{\text{dynamique}}$ (KN) | $V_{\text{statique}}$ (KN) | $0.8 \times V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$ |
|-----------|-----------------------------|----------------------------|---|
| <b>Ex</b> | 8709,10                     | 10739.92                   | Condition vérifiée                                      |
| <b>Ey</b> | 9163,27                     | 9913.77                    | Condition vérifiée                                      |

**VI.2. Vérification de déplacement :**

**❖ Justification vis-à-vis des déformations :**

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.10) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010 on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.

**Tableau IV-5 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques**

|          | MAX<br>UX<br>[cm] | Noeu<br>d | MAX<br>UY<br>[cm] | Noeu<br>d | dr<br>UX<br>[cm] | dr<br>UY<br>[cm] | MIN<br>UX<br>[cm] | Noeu<br>d | MIN<br>UY<br>[cm] | Nœud  |
|----------|-------------------|-----------|-------------------|-----------|------------------|------------------|-------------------|-----------|-------------------|-------|
| Cas 6    | EX                |           |                   |           |                  |                  |                   |           |                   |       |
| Etage 1  | 0,1               | 4         | 0,0               | 84145     | 0,1              | 0,0              | 0,0               | 1         | 0,0               | 1     |
| Etage 2  | 0,2               | 130       | 0,1               | 137       | 0,2              | 0,0              | 0,1               | 82        | 0,0               | 26    |
| Etage 3  | 0,4               | 35155     | 0,1               | 375       | 0,2              | 0,1              | 0,2               | 6876      | 0,0               | 6941  |
| Etage 4  | 0,6               | 454       | 0,2               | 445       | 0,3              | 0,1              | 0,3               | 7824      | 0,0               | 7889  |
| Etage 5  | 0,9               | 524       | 0,2               | 515       | 0,4              | 0,2              | 0,5               | 8772      | 0,0               | 8837  |
| Etage 6  | 1,2               | 594       | 0,3               | 585       | 0,5              | 0,3              | 0,7               | 9717      | 0,0               | 9785  |
| Etage 7  | 1,6               | 664       | 0,4               | 655       | 0,6              | 0,4              | 0,9               | 10665     | 0,1               | 10734 |
| Etage 8  | 1,9               | 734       | 0,5               | 725       | 0,8              | 0,4              | 1,1               | 11613     | 0,1               | 11683 |
| Etage 9  | 2,3               | 804       | 0,6               | 795       | 0,9              | 0,5              | 1,4               | 12561     | 0,1               | 2460  |
| Etage 10 | 2,6               | 874       | 0,7               | 865       | 1,0              | 0,6              | 1,6               | 13509     | 0,1               | 2605  |
| Etage 11 | 3,0               | 944       | 0,9               | 935       | 1,1              | 0,7              | 1,9               | 14457     | 0,1               | 2750  |
| Etage 12 | 3,4               | 1014      | 1,0               | 993       | 1,3              | 0,8              | 2,1               | 15408     | 0,1               | 888   |
| Etage 13 | 3,8               | 1084      | 1,1               | 1063      | 1,4              | 0,9              | 2,4               | 16353     | 0,2               | 3040  |
| Etage 14 | 4,1               | 1154      | 1,2               | 17779     | 1,6              | 1,0              | 2,6               | 17302     | 0,2               | 3185  |
| Etage 15 | 4,5               | 1166      | 1,3               | 237       | 1,7              | 1,1              | 2,8               | 1096      | 0,2               | 1117  |
| Etage 16 | 4,9               | 49194     | 1,4               | 132       | 1,8              | 1,2              | 3,0               | 303       | 0,2               | 38044 |
| Etage 17 | 4,1               | 65114     | 0,6               | 65085     | 0,4              | 0,3              | 3,7               | 198       | 0,2               | 198   |
| Cas 7    | EY                |           |                   |           |                  |                  |                   |           |                   |       |
| Etage 1  | 0,0               | 85312     | 0,1               | 56        | 0,0              | 0,1              | 0,0               | 1         | 0,0               | 1     |
| Etage 2  | 0,0               | 135       | 0,1               | 184       | 0,0              | 0,1              | 0,0               | 96        | 0,0               | 50    |
| Etage 3  | 0,0               | 323       | 0,3               | 368       | 0,0              | 0,2              | 0,0               | 172       | 0,1               | 19974 |
| Etage 4  | 0,1               | 393       | 0,5               | 428       | 0,0              | 0,2              | 0,0               | 1735      | 0,3               | 7352  |
| Etage 5  | 0,1               | 463       | 0,7               | 498       | 0,0              | 0,2              | 0,0               | 1880      | 0,4               | 8300  |
| Etage 6  | 0,1               | 533       | 0,9               | 568       | 0,1              | 0,3              | 0,1               | 2025      | 0,6               | 9248  |
| Etage 7  | 0,1               | 603       | 1,2               | 638       | 0,1              | 0,3              | 0,1               | 2170      | 0,8               | 10196 |
| Etage 8  | 0,2               | 673       | 1,4               | 708       | 0,1              | 0,4              | 0,1               | 2314      | 1,1               | 11143 |
| Etage 9  | 0,2               | 743       | 1,7               | 778       | 0,1              | 0,4              | 0,1               | 2459      | 1,3               | 12091 |
| Etage 10 | 0,2               | 813       | 2,0               | 848       | 0,1              | 0,4              | 0,1               | 2604      | 1,6               | 13039 |
| Etage 11 | 0,3               | 883       | 2,3               | 30206     | 0,1              | 0,5              | 0,2               | 864       | 1,9               | 13987 |
| Etage 12 | 0,3               | 953       | 2,6               | 988       | 0,1              | 0,5              | 0,2               | 932       | 2,1               | 14936 |
| Etage 13 | 0,3               | 32077     | 2,9               | 1058      | 0,1              | 0,5              | 0,2               | 958       | 2,4               | 15878 |
| Etage 14 | 0,4               | 33179     | 3,2               | 33590     | 0,1              | 0,5              | 0,2               | 1028      | 2,7               | 1075  |
| Etage 15 | 0,4               | 34277     | 3,5               | 251       | 0,2              | 0,6              | 0,2               | 1098      | 3,0               | 1133  |
| Etage 16 | 0,4               | 204       | 3,8               | 38167     | 0,2              | 0,6              | 0,3               | 284       | 3,2               | 291   |
| Etage 17 | 0,3               | 65111     | 4,1               | 65104     | 0,0              | 0,5              | 0,3               | 198       | 3,6               | 197   |
| Cas 14   | G+Q+EX            |           |                   |           |                  |                  |                   |           |                   |       |
| Etage 1  | 0,1               | 16        | 0,0               | 84143     | 0,1              | 0,0              | 0,0               | 1         | -0,0              | 85728 |
| Etage 2  | 0,2               | 136       | 0,1               | 185       | 0,2              | 0,1              | 0,1               | 88        | -0,0              | 84223 |
| Etage 3  | 0,4               | 35159     | 0,1               | 375       | 0,2              | 0,1              | 0,2               | 1590      | 0,0               | 157   |
| Etage 4  | 0,6               | 35265     | 0,2               | 445       | 0,3              | 0,2              | 0,3               | 7347      | 0,0               | 355   |

**CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.**

|          |        |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
|----------|--------|-------|------|-------|-----|-----|------|-------|------|-------|
| Etage 5  | 0,9    | 474   | 0,2  | 515   | 0,4 | 0,2 | 0,5  | 8295  | 0,0  | 425   |
| Etage 6  | 1,2    | 544   | 0,3  | 585   | 0,5 | 0,3 | 0,7  | 9243  | 0,0  | 495   |
| Etage 7  | 1,6    | 614   | 0,4  | 655   | 0,6 | 0,4 | 0,9  | 10191 | 0,1  | 565   |
| Etage 8  | 1,9    | 684   | 0,5  | 725   | 0,8 | 0,5 | 1,2  | 11139 | 0,1  | 635   |
| Etage 9  | 2,3    | 754   | 0,6  | 795   | 0,9 | 0,5 | 1,4  | 12088 | 0,1  | 705   |
| Etage 10 | 2,6    | 824   | 0,7  | 865   | 1,0 | 0,6 | 1,6  | 795   | 0,1  | 775   |
| Etage 11 | 3,0    | 894   | 0,9  | 935   | 1,1 | 0,7 | 1,9  | 865   | 0,1  | 845   |
| Etage 12 | 3,4    | 964   | 1,0  | 1005  | 1,3 | 0,8 | 2,1  | 935   | 0,1  | 907   |
| Etage 13 | 3,8    | 1034  | 1,1  | 1075  | 1,4 | 0,9 | 2,4  | 1005  | 0,2  | 985   |
| Etage 14 | 4,1    | 1153  | 1,2  | 1145  | 1,5 | 1,0 | 2,6  | 1075  | 0,2  | 1055  |
| Etage 15 | 4,5    | 1165  | 1,3  | 237   | 1,7 | 1,1 | 2,8  | 1149  | 0,2  | 1117  |
| Etage 16 | 4,9    | 49194 | 1,4  | 38103 | 1,8 | 1,2 | 3,0  | 19197 | 0,2  | 245   |
| Etage 17 | 4,1    | 307   | 0,6  | 307   | 0,4 | 0,4 | 3,7  | 198   | 0,2  | 200   |
| Cas 15   | G+Q-EX |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| Etage 1  | 0,0    | 1     | 0,0  | 85683 | 0,1 | 0,0 | -0,1 | 2     | -0,0 | 85728 |
| Etage 2  | -0,1   | 96    | 0,0  | 84214 | 0,2 | 0,1 | -0,2 | 129   | -0,1 | 129   |
| Etage 3  | -0,2   | 6876  | 0,0  | 189   | 0,2 | 0,1 | -0,4 | 35102 | -0,1 | 351   |
| Etage 4  | -0,3   | 7821  | -0,0 | 326   | 0,3 | 0,2 | -0,6 | 454   | -0,2 | 421   |
| Etage 5  | -0,5   | 8769  | -0,0 | 396   | 0,4 | 0,2 | -0,9 | 524   | -0,2 | 509   |
| Etage 6  | -0,7   | 9717  | -0,0 | 466   | 0,5 | 0,3 | -1,2 | 594   | -0,3 | 579   |
| Etage 7  | -0,9   | 10665 | -0,0 | 536   | 0,6 | 0,4 | -1,6 | 664   | -0,4 | 649   |
| Etage 8  | -1,1   | 11613 | -0,1 | 606   | 0,8 | 0,5 | -1,9 | 734   | -0,5 | 719   |
| Etage 9  | -1,4   | 12562 | -0,1 | 676   | 0,9 | 0,5 | -2,3 | 804   | -0,6 | 789   |
| Etage 10 | -1,6   | 800   | -0,1 | 746   | 1,0 | 0,6 | -2,6 | 874   | -0,7 | 859   |
| Etage 11 | -1,9   | 870   | -0,1 | 816   | 1,1 | 0,7 | -3,0 | 944   | -0,8 | 929   |
| Etage 12 | -2,1   | 940   | -0,1 | 886   | 1,3 | 0,8 | -3,4 | 1014  | -1,0 | 993   |
| Etage 13 | -2,3   | 1010  | -0,1 | 956   | 1,4 | 0,9 | -3,8 | 1084  | -1,1 | 1051  |
| Etage 14 | -2,6   | 1080  | -0,2 | 1026  | 1,6 | 1,0 | -4,1 | 1154  | -1,2 | 1121  |
| Etage 15 | -2,8   | 1096  | -0,2 | 1096  | 1,7 | 1,1 | -4,5 | 1166  | -1,3 | 34189 |
| Etage 16 | -3,0   | 18723 | -0,2 | 298   | 1,9 | 1,2 | -4,9 | 202   | -1,4 | 238   |
| Etage 17 | -3,7   | 198   | -0,2 | 198   | 0,4 | 0,3 | -4,1 | 308   | -0,6 | 309   |
| Cas 16   | G+Q+EY |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| Etage 1  | 0,0    | 85353 | 0,1  | 122   | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 59433 | 0,0  | 1     |
| Etage 2  | 0,0    | 1706  | 0,2  | 1692  | 0,0 | 0,1 | 0,0  | 1534  | 0,0  | 2     |
| Etage 3  | 0,0    | 1851  | 0,3  | 1837  | 0,0 | 0,2 | 0,0  | 1571  | 0,1  | 129   |
| Etage 4  | 0,1    | 394   | 0,5  | 428   | 0,0 | 0,2 | 0,0  | 1716  | 0,3  | 323   |
| Etage 5  | 0,1    | 464   | 0,7  | 498   | 0,0 | 0,3 | 0,0  | 1865  | 0,4  | 393   |
| Etage 6  | 0,1    | 534   | 0,9  | 568   | 0,1 | 0,3 | 0,1  | 2006  | 0,6  | 463   |
| Etage 7  | 0,1    | 604   | 1,2  | 638   | 0,1 | 0,3 | 0,1  | 2155  | 0,8  | 533   |
| Etage 8  | 0,2    | 674   | 1,4  | 708   | 0,1 | 0,4 | 0,1  | 2296  | 1,1  | 603   |
| Etage 9  | 0,2    | 744   | 1,7  | 778   | 0,1 | 0,4 | 0,1  | 2445  | 1,3  | 673   |
| Etage 10 | 0,2    | 814   | 2,0  | 848   | 0,1 | 0,4 | 0,1  | 2586  | 1,6  | 743   |
| Etage 11 | 0,3    | 884   | 2,3  | 30267 | 0,1 | 0,5 | 0,2  | 2731  | 1,9  | 813   |
| Etage 12 | 0,3    | 954   | 2,6  | 988   | 0,1 | 0,5 | 0,2  | 2880  | 2,1  | 883   |
| Etage 13 | 0,3    | 1024  | 2,9  | 1058  | 0,1 | 0,5 | 0,2  | 3021  | 2,4  | 953   |
| Etage 14 | 0,4    | 1094  | 3,2  | 33586 | 0,1 | 0,5 | 0,2  | 3166  | 2,7  | 1023  |
| Etage 15 | 0,4    | 161   | 3,5  | 251   | 0,2 | 0,6 | 0,2  | 46938 | 3,0  | 1121  |
| Etage 16 | 0,4    | 168   | 3,8  | 204   | 0,2 | 0,6 | 0,3  | 37981 | 3,3  | 18727 |

**CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.**

|          |           |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
|----------|-----------|-------|------|-------|-----|-----|------|-------|------|-------|
| Etage 17 | 0,3       | 307   | 4,2  | 65104 | 0,0 | 0,5 | 0,3  | 197   | 3,6  | 199   |
| Cas 17   | G+Q-EY    |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| Etage 1  | 0,0       | 77160 | 0,0  | 85681 | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 85312 | -0,1 | 85731 |
| Etage 2  | -0,0      | 77313 | -0,0 | 84211 | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 129   | -0,1 | 184   |
| Etage 3  | -0,0      | 77733 | -0,1 | 185   | 0,0 | 0,2 | -0,0 | 323   | -0,3 | 368   |
| Etage 4  | -0,0      | 380   | -0,3 | 375   | 0,0 | 0,2 | -0,1 | 393   | -0,5 | 444   |
| Etage 5  | -0,0      | 450   | -0,4 | 445   | 0,0 | 0,3 | -0,1 | 463   | -0,7 | 508   |
| Etage 6  | -0,1      | 520   | -0,6 | 515   | 0,1 | 0,3 | -0,1 | 533   | -0,9 | 578   |
| Etage 7  | -0,1      | 590   | -0,8 | 585   | 0,1 | 0,3 | -0,1 | 603   | -1,2 | 648   |
| Etage 8  | -0,1      | 660   | -1,1 | 655   | 0,1 | 0,4 | -0,2 | 673   | -1,4 | 12651 |
| Etage 9  | -0,1      | 730   | -1,3 | 725   | 0,1 | 0,4 | -0,2 | 743   | -1,7 | 778   |
| Etage 10 | -0,1      | 800   | -1,6 | 795   | 0,1 | 0,4 | -0,2 | 813   | -2,0 | 848   |
| Etage 11 | -0,2      | 870   | -1,8 | 865   | 0,1 | 0,5 | -0,3 | 883   | -2,3 | 894   |
| Etage 12 | -0,2      | 940   | -2,1 | 935   | 0,1 | 0,5 | -0,3 | 953   | -2,6 | 988   |
| Etage 13 | -0,2      | 51242 | -2,4 | 1005  | 0,1 | 0,5 | -0,3 | 1023  | -2,9 | 1058  |
| Etage 14 | -0,2      | 51416 | -2,7 | 1075  | 0,1 | 0,5 | -0,4 | 1093  | -3,2 | 1104  |
| Etage 15 | -0,2      | 51590 | -3,0 | 1145  | 0,2 | 0,6 | -0,4 | 1166  | -3,5 | 251   |
| Etage 16 | -0,3      | 37306 | -3,2 | 291   | 0,2 | 0,6 | -0,4 | 202   | -3,8 | 37975 |
| Etage 17 | -0,3      | 198   | -3,6 | 197   | 0,0 | 0,5 | -0,3 | 308   | -4,1 | 65104 |
| Cas 18   | G+Q+1.2EX |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| Etage 1  | 0,1       | 4     | 0,0  | 84143 | 0,1 | 0,0 | 0,0  | 1     | -0,0 | 85728 |
| Etage 2  | 0,3       | 136   | 0,1  | 185   | 0,2 | 0,1 | 0,1  | 88    | 0,0  | 84224 |
| Etage 3  | 0,5       | 35159 | 0,1  | 375   | 0,3 | 0,1 | 0,2  | 1590  | 0,0  | 157   |
| Etage 4  | 0,8       | 35265 | 0,2  | 445   | 0,4 | 0,2 | 0,4  | 7347  | 0,0  | 355   |
| Etage 5  | 1,1       | 524   | 0,3  | 515   | 0,5 | 0,3 | 0,6  | 8295  | 0,0  | 425   |
| Etage 6  | 1,5       | 594   | 0,4  | 585   | 0,6 | 0,3 | 0,8  | 9243  | 0,1  | 495   |
| Etage 7  | 1,9       | 664   | 0,5  | 655   | 0,8 | 0,4 | 1,1  | 10191 | 0,1  | 565   |
| Etage 8  | 2,3       | 684   | 0,6  | 725   | 0,9 | 0,5 | 1,4  | 11139 | 0,1  | 635   |
| Etage 9  | 2,7       | 754   | 0,8  | 795   | 1,1 | 0,7 | 1,7  | 12087 | 0,1  | 705   |
| Etage 10 | 3,2       | 824   | 0,9  | 865   | 1,2 | 0,8 | 2,0  | 795   | 0,1  | 775   |
| Etage 11 | 3,6       | 894   | 1,0  | 935   | 1,4 | 0,9 | 2,3  | 865   | 0,2  | 845   |
| Etage 12 | 4,1       | 964   | 1,2  | 1005  | 1,5 | 1,0 | 2,5  | 939   | 0,2  | 907   |
| Etage 13 | 4,5       | 1034  | 1,3  | 1075  | 1,7 | 1,1 | 2,8  | 1005  | 0,2  | 985   |
| Etage 14 | 5,0       | 1153  | 1,4  | 1145  | 1,9 | 1,2 | 3,1  | 1075  | 0,2  | 1055  |
| Etage 15 | 5,4       | 1165  | 1,6  | 237   | 2,0 | 1,3 | 3,4  | 1149  | 0,2  | 1117  |
| Etage 16 | 5,9       | 49194 | 1,7  | 38103 | 2,2 | 1,5 | 3,6  | 19197 | 0,3  | 245   |
| Etage 17 | 4,9       | 307   | 0,7  | 65092 | 0,5 | 0,4 | 4,4  | 198   | 0,3  | 200   |
| Cas 19   | G+Q-1.2EX |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| Etage 1  | 0,0       | 1     | 0,0  | 85683 | 0,1 | 0,0 | -0,1 | 2     | -0,0 | 84145 |
| Etage 2  | -0,1      | 96    | 0,0  | 84214 | 0,2 | 0,1 | -0,3 | 129   | -0,1 | 137   |
| Etage 3  | -0,2      | 6876  | -0,0 | 189   | 0,3 | 0,1 | -0,5 | 35102 | -0,1 | 351   |
| Etage 4  | -0,4      | 7821  | -0,0 | 326   | 0,4 | 0,2 | -0,8 | 454   | -0,2 | 439   |
| Etage 5  | -0,6      | 8769  | -0,0 | 396   | 0,5 | 0,3 | -1,1 | 524   | -0,3 | 509   |
| Etage 6  | -0,8      | 9717  | -0,0 | 466   | 0,6 | 0,3 | -1,5 | 594   | -0,4 | 579   |
| Etage 7  | -1,1      | 10665 | -0,1 | 536   | 0,8 | 0,4 | -1,9 | 664   | -0,5 | 649   |
| Etage 8  | -1,4      | 11613 | -0,1 | 606   | 0,9 | 0,5 | -2,3 | 734   | -0,6 | 719   |
| Etage 9  | -1,7      | 12561 | -0,1 | 676   | 1,1 | 0,7 | -2,7 | 804   | -0,7 | 789   |
| Etage 10 | -1,9      | 13510 | -0,1 | 746   | 1,2 | 0,8 | -3,2 | 874   | -0,9 | 859   |

**CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.**

|          |           |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
|----------|-----------|-------|------|-------|-----|-----|------|-------|------|-------|
| Etage 11 | -2,2      | 870   | -0,1 | 816   | 1,4 | 0,9 | -3,6 | 944   | -1,0 | 929   |
| Etage 12 | -2,5      | 940   | -0,2 | 886   | 1,5 | 1,0 | -4,1 | 1014  | -1,2 | 993   |
| Etage 13 | -2,8      | 1010  | -0,2 | 956   | 1,7 | 1,1 | -4,5 | 1084  | -1,3 | 1063  |
| Etage 14 | -3,1      | 1080  | -0,2 | 1026  | 1,9 | 1,2 | -5,0 | 1154  | -1,4 | 33089 |
| Etage 15 | -3,4      | 1096  | -0,2 | 1096  | 2,1 | 1,4 | -5,4 | 1166  | -1,6 | 237   |
| Etage 16 | -3,6      | 18723 | -0,2 | 298   | 2,2 | 1,5 | -5,9 | 202   | -1,7 | 238   |
| Etage 17 | -4,4      | 198   | -0,3 | 198   | 0,5 | 0,4 | -4,9 | 308   | -0,7 | 309   |
| Cas 20   | G+Q+1.2EY |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| Etage 1  | 0,0       | 85353 | 0,1  | 122   | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 59433 | 0,0  | 1     |
| Etage 2  | 0,0       | 1706  | 0,2  | 1692  | 0,0 | 0,1 | 0,0  | 1534  | 0,0  | 2     |
| Etage 3  | 0,0       | 1851  | 0,3  | 326   | 0,0 | 0,2 | 0,0  | 1571  | 0,2  | 129   |
| Etage 4  | 0,1       | 394   | 0,6  | 428   | 0,0 | 0,2 | 0,0  | 1716  | 0,3  | 323   |
| Etage 5  | 0,1       | 464   | 0,8  | 498   | 0,1 | 0,3 | 0,0  | 1861  | 0,5  | 393   |
| Etage 6  | 0,1       | 534   | 1,1  | 568   | 0,1 | 0,4 | 0,1  | 2006  | 0,7  | 463   |
| Etage 7  | 0,2       | 604   | 1,4  | 638   | 0,1 | 0,4 | 0,1  | 2151  | 1,0  | 533   |
| Etage 8  | 0,2       | 674   | 1,7  | 708   | 0,1 | 0,4 | 0,1  | 2296  | 1,3  | 603   |
| Etage 9  | 0,2       | 744   | 2,1  | 778   | 0,1 | 0,5 | 0,1  | 2441  | 1,6  | 673   |
| Etage 10 | 0,3       | 814   | 2,4  | 848   | 0,1 | 0,5 | 0,2  | 2586  | 1,9  | 743   |
| Etage 11 | 0,3       | 884   | 2,8  | 30207 | 0,1 | 0,5 | 0,2  | 2731  | 2,2  | 813   |
| Etage 12 | 0,4       | 954   | 3,2  | 988   | 0,1 | 0,6 | 0,2  | 2880  | 2,6  | 929   |
| Etage 13 | 0,4       | 1024  | 3,5  | 1058  | 0,2 | 0,6 | 0,2  | 3021  | 2,9  | 15899 |
| Etage 14 | 0,4       | 1094  | 3,9  | 33586 | 0,2 | 0,6 | 0,3  | 3166  | 3,2  | 16847 |
| Etage 15 | 0,5       | 161   | 4,2  | 251   | 0,2 | 0,7 | 0,3  | 46938 | 3,6  | 1121  |
| Etage 16 | 0,5       | 168   | 4,6  | 204   | 0,2 | 0,7 | 0,3  | 37981 | 3,9  | 18727 |
| Etage 17 | 0,4       | 307   | 5,0  | 65104 | 0,0 | 0,6 | 0,3  | 197   | 4,4  | 199   |
| Cas 21   | G+Q-1.2EY |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| Etage 1  | 0,0       | 77160 | 0,0  | 85681 | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 85312 | -0,1 | 56    |
| Etage 2  | -0,0      | 77313 | -0,1 | 50    | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 135   | -0,2 | 184   |
| Etage 3  | -0,0      | 189   | -0,2 | 185   | 0,0 | 0,2 | -0,0 | 323   | -0,3 | 368   |
| Etage 4  | -0,0      | 380   | -0,3 | 375   | 0,0 | 0,2 | -0,1 | 393   | -0,5 | 438   |
| Etage 5  | -0,0      | 450   | -0,5 | 445   | 0,1 | 0,3 | -0,1 | 463   | -0,8 | 508   |
| Etage 6  | -0,1      | 520   | -0,7 | 515   | 0,1 | 0,3 | -0,1 | 533   | -1,1 | 578   |
| Etage 7  | -0,1      | 590   | -1,0 | 585   | 0,1 | 0,4 | -0,2 | 603   | -1,4 | 648   |
| Etage 8  | -0,1      | 660   | -1,3 | 655   | 0,1 | 0,4 | -0,2 | 673   | -1,7 | 708   |
| Etage 9  | -0,1      | 730   | -1,6 | 725   | 0,1 | 0,5 | -0,2 | 743   | -2,1 | 778   |
| Etage 10 | -0,2      | 800   | -1,9 | 795   | 0,1 | 0,5 | -0,3 | 813   | -2,4 | 848   |
| Etage 11 | -0,2      | 870   | -2,2 | 865   | 0,1 | 0,5 | -0,3 | 883   | -2,8 | 894   |
| Etage 12 | -0,2      | 15403 | -2,5 | 935   | 0,1 | 0,6 | -0,4 | 953   | -3,1 | 988   |
| Etage 13 | -0,2      | 16357 | -2,9 | 1005  | 0,2 | 0,6 | -0,4 | 1023  | -3,5 | 1058  |
| Etage 14 | -0,3      | 17318 | -3,2 | 1075  | 0,2 | 0,6 | -0,4 | 1093  | -3,9 | 1104  |
| Etage 15 | -0,3      | 51590 | -3,6 | 1145  | 0,2 | 0,7 | -0,5 | 1166  | -4,2 | 251   |
| Etage 16 | -0,3      | 37306 | -3,9 | 291   | 0,2 | 0,7 | -0,5 | 202   | -4,6 | 37975 |
| Etage 17 | -0,4      | 198   | -4,3 | 197   | 0,0 | 0,6 | -0,4 | 308   | -5,0 | 65104 |
| Cas 22   | 0.8G+EX   |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| Etage 1  | 0,1       | 4     | 0,0  | 84143 | 0,1 | 0,0 | 0,0  | 1     | -0,0 | 85702 |
| Etage 2  | 0,2       | 136   | 0,1  | 185   | 0,2 | 0,0 | 0,1  | 88    | 0,0  | 58    |
| Etage 3  | 0,4       | 35159 | 0,1  | 375   | 0,2 | 0,1 | 0,2  | 6402  | 0,0  | 157   |
| Etage 4  | 0,6       | 453   | 0,2  | 445   | 0,3 | 0,1 | 0,3  | 7347  | 0,0  | 355   |

**CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.**

|          |         |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
|----------|---------|-------|------|-------|-----|-----|------|-------|------|-------|
| Etage 5  | 0,9     | 524   | 0,2  | 515   | 0,4 | 0,2 | 0,5  | 8295  | 0,0  | 425   |
| Etage 6  | 1,2     | 594   | 0,3  | 585   | 0,5 | 0,3 | 0,7  | 9243  | 0,0  | 495   |
| Etage 7  | 1,6     | 664   | 0,4  | 655   | 0,6 | 0,4 | 0,9  | 10191 | 0,1  | 565   |
| Etage 8  | 1,9     | 734   | 0,5  | 725   | 0,8 | 0,5 | 1,2  | 11616 | 0,1  | 635   |
| Etage 9  | 2,3     | 804   | 0,6  | 795   | 0,9 | 0,5 | 1,4  | 12564 | 0,1  | 705   |
| Etage 10 | 2,6     | 824   | 0,7  | 865   | 1,0 | 0,6 | 1,6  | 13512 | 0,1  | 775   |
| Etage 11 | 3,0     | 894   | 0,9  | 935   | 1,1 | 0,7 | 1,9  | 14460 | 0,1  | 845   |
| Etage 12 | 3,4     | 1014  | 1,0  | 1005  | 1,3 | 0,8 | 2,1  | 939   | 0,1  | 907   |
| Etage 13 | 3,8     | 1084  | 1,1  | 1075  | 1,4 | 0,9 | 2,4  | 1005  | 0,2  | 985   |
| Etage 14 | 4,1     | 1104  | 1,2  | 1145  | 1,5 | 1,0 | 2,6  | 1075  | 0,2  | 1055  |
| Etage 15 | 4,5     | 1165  | 1,3  | 237   | 1,7 | 1,1 | 2,8  | 1148  | 0,2  | 1117  |
| Etage 16 | 4,9     | 49194 | 1,4  | 132   | 1,8 | 1,2 | 3,0  | 19197 | 0,2  | 245   |
| Etage 17 | 4,1     | 307   | 0,6  | 65092 | 0,4 | 0,4 | 3,7  | 198   | 0,2  | 200   |
| Cas 23   | 0.8G-EX |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| Etage 1  | 0,0     | 1     | 0,0  | 85683 | 0,1 | 0,0 | -0,1 | 2     | -0,0 | 84145 |
| Etage 2  | -0,1    | 96    | 0,0  | 84214 | 0,2 | 0,1 | -0,2 | 129   | -0,1 | 137   |
| Etage 3  | -0,2    | 6876  | -0,0 | 189   | 0,2 | 0,1 | -0,4 | 333   | -0,1 | 351   |
| Etage 4  | -0,3    | 7821  | -0,0 | 326   | 0,3 | 0,1 | -0,6 | 454   | -0,2 | 439   |
| Etage 5  | -0,5    | 8769  | -0,0 | 396   | 0,4 | 0,2 | -0,9 | 524   | -0,2 | 509   |
| Etage 6  | -0,7    | 9717  | -0,0 | 466   | 0,5 | 0,3 | -1,2 | 594   | -0,3 | 579   |
| Etage 7  | -0,9    | 10665 | -0,0 | 536   | 0,6 | 0,4 | -1,6 | 664   | -0,4 | 649   |
| Etage 8  | -1,1    | 11613 | -0,1 | 606   | 0,8 | 0,5 | -1,9 | 734   | -0,5 | 719   |
| Etage 9  | -1,4    | 12561 | -0,1 | 676   | 0,9 | 0,5 | -2,3 | 804   | -0,6 | 789   |
| Etage 10 | -1,6    | 13509 | -0,1 | 746   | 1,0 | 0,6 | -2,6 | 874   | -0,7 | 859   |
| Etage 11 | -1,9    | 870   | -0,1 | 816   | 1,1 | 0,7 | -3,0 | 944   | -0,8 | 929   |
| Etage 12 | -2,1    | 940   | -0,1 | 886   | 1,3 | 0,8 | -3,4 | 1014  | -1,0 | 993   |
| Etage 13 | -2,3    | 1010  | -0,1 | 956   | 1,4 | 0,9 | -3,8 | 1084  | -1,1 | 1063  |
| Etage 14 | -2,6    | 1080  | -0,2 | 1026  | 1,6 | 1,0 | -4,1 | 1154  | -1,2 | 33089 |
| Etage 15 | -2,8    | 1096  | -0,2 | 1096  | 1,7 | 1,1 | -4,5 | 1166  | -1,3 | 237   |
| Etage 16 | -3,0    | 18723 | -0,2 | 298   | 1,8 | 1,2 | -4,9 | 49281 | -1,4 | 132   |
| Etage 17 | -3,7    | 198   | -0,2 | 198   | 0,4 | 0,3 | -4,1 | 308   | -0,6 | 309   |
| Cas 24   | 0.8G+EY |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| Etage 1  | 0,0     | 85201 | 0,1  | 122   | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 59433 | 0,0  | 1     |
| Etage 2  | 0,0     | 1706  | 0,1  | 1692  | 0,0 | 0,1 | 0,0  | 1534  | 0,0  | 4     |
| Etage 3  | 0,0     | 334   | 0,3  | 358   | 0,0 | 0,2 | 0,0  | 1571  | 0,1  | 129   |
| Etage 4  | 0,1     | 394   | 0,5  | 428   | 0,0 | 0,2 | 0,0  | 1716  | 0,3  | 323   |
| Etage 5  | 0,1     | 464   | 0,7  | 498   | 0,0 | 0,2 | 0,0  | 1861  | 0,4  | 393   |
| Etage 6  | 0,1     | 534   | 0,9  | 568   | 0,1 | 0,3 | 0,1  | 2006  | 0,6  | 463   |
| Etage 7  | 0,1     | 604   | 1,2  | 638   | 0,1 | 0,3 | 0,1  | 2151  | 0,8  | 533   |
| Etage 8  | 0,2     | 674   | 1,4  | 708   | 0,1 | 0,4 | 0,1  | 2296  | 1,1  | 603   |
| Etage 9  | 0,2     | 744   | 1,7  | 778   | 0,1 | 0,4 | 0,1  | 2441  | 1,3  | 12107 |
| Etage 10 | 0,2     | 814   | 2,0  | 848   | 0,1 | 0,4 | 0,1  | 2586  | 1,6  | 13055 |
| Etage 11 | 0,3     | 884   | 2,3  | 30207 | 0,1 | 0,5 | 0,2  | 2731  | 1,9  | 14003 |
| Etage 12 | 0,3     | 954   | 2,6  | 988   | 0,1 | 0,5 | 0,2  | 2894  | 2,1  | 929   |
| Etage 13 | 0,3     | 1024  | 2,9  | 1058  | 0,1 | 0,5 | 0,2  | 3021  | 2,4  | 15899 |
| Etage 14 | 0,4     | 1094  | 3,2  | 33587 | 0,1 | 0,5 | 0,2  | 3166  | 2,7  | 16847 |
| Etage 15 | 0,4     | 161   | 3,5  | 251   | 0,2 | 0,6 | 0,2  | 3329  | 3,0  | 1133  |
| Etage 16 | 0,4     | 168   | 3,8  | 204   | 0,2 | 0,6 | 0,3  | 37981 | 3,3  | 18722 |

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.

|          |         |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
|----------|---------|-------|------|-------|-----|-----|------|-------|------|-------|
| Etage 17 | 0,3     | 307   | 4,2  | 65104 | 0,0 | 0,5 | 0,3  | 197   | 3,6  | 197   |
| Cas 25   | 0.8G-EY |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| Etage 1  | 0,0     | 77160 | 0,0  | 85681 | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 85312 | -0,1 | 56    |
| Etage 2  | -0,0    | 122   | -0,0 | 50    | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 135   | -0,1 | 184   |
| Etage 3  | -0,0    | 189   | -0,1 | 6397  | 0,0 | 0,2 | -0,0 | 323   | -0,3 | 368   |
| Etage 4  | -0,0    | 380   | -0,3 | 7345  | 0,0 | 0,2 | -0,1 | 393   | -0,5 | 438   |
| Etage 5  | -0,0    | 450   | -0,4 | 445   | 0,0 | 0,2 | -0,1 | 463   | -0,7 | 508   |
| Etage 6  | -0,1    | 520   | -0,6 | 515   | 0,1 | 0,3 | -0,1 | 533   | -0,9 | 568   |
| Etage 7  | -0,1    | 590   | -0,8 | 585   | 0,1 | 0,3 | -0,1 | 603   | -1,2 | 638   |
| Etage 8  | -0,1    | 660   | -1,1 | 655   | 0,1 | 0,4 | -0,2 | 673   | -1,4 | 708   |
| Etage 9  | -0,1    | 730   | -1,3 | 725   | 0,1 | 0,4 | -0,2 | 743   | -1,7 | 778   |
| Etage 10 | -0,1    | 800   | -1,6 | 795   | 0,1 | 0,4 | -0,2 | 813   | -2,0 | 848   |
| Etage 11 | -0,2    | 14455 | -1,8 | 865   | 0,1 | 0,5 | -0,3 | 883   | -2,3 | 894   |
| Etage 12 | -0,2    | 15409 | -2,1 | 935   | 0,1 | 0,5 | -0,3 | 953   | -2,6 | 988   |
| Etage 13 | -0,2    | 16370 | -2,4 | 1005  | 0,1 | 0,5 | -0,3 | 1023  | -2,9 | 1058  |
| Etage 14 | -0,2    | 17319 | -2,7 | 1075  | 0,1 | 0,5 | -0,4 | 1093  | -3,2 | 1104  |
| Etage 15 | -0,2    | 46686 | -3,0 | 1133  | 0,2 | 0,6 | -0,4 | 1166  | -3,5 | 251   |
| Etage 16 | -0,3    | 37306 | -3,2 | 291   | 0,2 | 0,6 | -0,4 | 202   | -3,8 | 38167 |
| Etage 17 | -0,3    | 198   | -3,6 | 197   | 0,0 | 0,5 | -0,3 | 308   | -4,1 | 65104 |

Donc dans tous les combinaisons la condition est vérifiée  $dU_x < 3,1\text{cm}$  et  $dU_y < 3,1\text{ cm}$

### VI.3. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec :

- ✓  $P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- ✓  $P_K = \sum(W_{GI} + 0,2W_{QI})$
- ✓  $V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :
- ✓  $\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- ✓  $h_K$  : Hauteur de l'étage « k ».



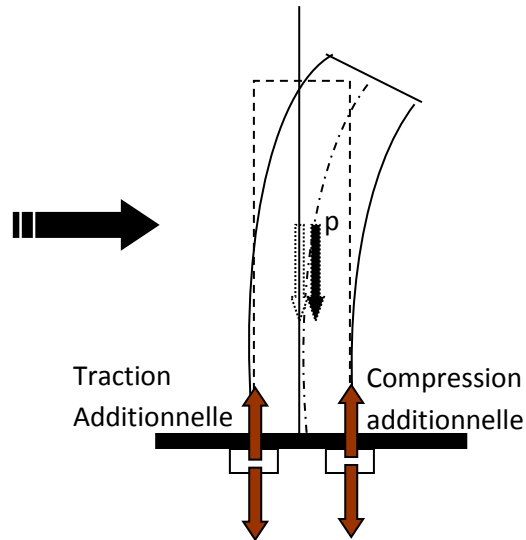


Figure IV-16 : Evaluation des effets du second ordre.

Tableau IV-6 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens X (Combinaison Ex)

| Niveau   | $P_k$ (KN) | $\Delta_k$ (cm) | $V_k$ (KN) | $h_k$ (cm) | $\Theta$   |
|----------|------------|-----------------|------------|------------|------------|
| RDC      | 10970,9572 | 0,1             | 9395,22    | 340        | 0,00034345 |
| Etage 1  | 7390,5769  | 0,2             | 9530,26    | 310        | 0,00050031 |
| Etage 2  | 6626,0101  | 0,2             | 9261,25    | 310        | 0,00046158 |
| Etage 3  | 6626,0101  | 0,3             | 8780,75    | 310        | 0,00073026 |
| Etage 4  | 5951,3922  | 0,4             | 8270,27    | 310        | 0,00092853 |
| Etage 5  | 5951,3922  | 0,5             | 7750,19    | 310        | 0,00123855 |
| Etage 6  | 5647,8142  | 0,6             | 7212,1     | 310        | 0,00151568 |
| Etage 7  | 5647,8142  | 0,8             | 6686,18    | 310        | 0,00217987 |
| Etage 8  | 5366,7234  | 0,9             | 6112,82    | 310        | 0,00254887 |
| Etage 9  | 5366,7234  | 1,0             | 5591,41    | 310        | 0,00309618 |
| Etage 10 | 5366,7234  | 1,1             | 5051,68    | 310        | 0,00376968 |
| Etage 11 | 4658,3747  | 1,3             | 4912,87    | 310        | 0,00397632 |
| Etage 12 | 4658,3747  | 1,4             | 4381,93    | 310        | 0,00480104 |
| Etage 13 | 4658,3747  | 1,6             | 3812,15    | 310        | 0,006307   |
| Etage 14 | 4152,4113  | 1,7             | 2574,54    | 310        | 0,0088448  |
| Etage 15 | 4072,5148  | 1,8             | 1727,59    | 310        | 0,01368777 |

**Tableau IV-7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δsens Y (Combinaison Ey)**

| Niveau   | P <sub>k</sub> (KN) | Δ <sub>k</sub> (cm) | V <sub>k</sub> (KN) | h <sub>k</sub> (cm) | Θ          |
|----------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|------------|
| RDC      | 1097095,72          | 0,1                 | 9329,04             | 340                 | 0,00034588 |
| Etage 1  | 739057,69           | 0,1                 | 9158,73             | 310                 | 0,0002603  |
| Etage 2  | 662601,01           | 0,2                 | 8940,73             | 310                 | 0,00047813 |
| Etage 3  | 662601,01           | 0,2                 | 8615,95             | 310                 | 0,00049615 |
| Etage 4  | 595139,22           | 0,2                 | 8208,3              | 310                 | 0,00046777 |
| Etage 5  | 595139,22           | 0,3                 | 7772,68             | 310                 | 0,00074098 |
| Etage 6  | 564781,42           | 0,3                 | 7316,46             | 310                 | 0,00074703 |
| Etage 7  | 564781,42           | 0,4                 | 6834,55             | 310                 | 0,00106627 |
| Etage 8  | 536672,34           | 0,4                 | 6301,79             | 310                 | 0,00109886 |
| Etage 9  | 536672,34           | 0,4                 | 5760,1              | 310                 | 0,0012022  |
| Etage 10 | 536672,34           | 0,5                 | 5167,05             | 310                 | 0,00167523 |
| Etage 11 | 465837,47           | 0,5                 | 5247,84             | 310                 | 0,00143173 |
| Etage 12 | 465837,47           | 0,5                 | 4673,96             | 310                 | 0,00160753 |
| Etage 13 | 465837,47           | 0,5                 | 4090,25             | 310                 | 0,00183693 |
| Etage 14 | 415241,13           | 0,6                 | 2866,98             | 310                 | 0,00280327 |
| Etage 15 | 407251,48           | 0,6                 | 2187,69             | 310                 | 0,00360302 |

Les coefficients θ<sub>k</sub> sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P-Δ est négligé.

**VI.4. Vérification de L'excentricité accidentelle :**

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le RPA 99 / version 2003.

± **0,05 L** (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

- ✓ Sens X : e<sub>accidentelle</sub> = 0,05 x L<sub>x</sub><sub>i</sub> ;
- ✓ Sens Y : e<sub>accidentelle</sub> = 0,05 x L<sub>y</sub><sub>i</sub>.

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- ✓ M<sub>i</sub> : la masse de l'élément i ;
- ✓ X<sub>i</sub> ; Y<sub>i</sub> : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global.

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.

L'analyse automatique par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau IV-8 suivant :

**Tableau IV-8 :** Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.

| Niveau   | W <sub>étage</sub> (kg) | Position du centre de masse |                    | Position du centre de Torsion |                 | Excentricité calculer |                | Excentricité Accidentel max |                |
|----------|-------------------------|-----------------------------|--------------------|-------------------------------|-----------------|-----------------------|----------------|-----------------------------|----------------|
|          |                         | X <sub>G</sub> (m)          | Y <sub>G</sub> (m) | X <sub>CR</sub>               | Y <sub>CR</sub> | e <sub>x</sub>        | e <sub>y</sub> | e <sub>x</sub>              | e <sub>y</sub> |
| RDC      | 1736098,46              | 14,19                       | 13,65              | 14,18                         | 17,98           | 0,02                  | 3,97           | 1,80                        | 1,68           |
| Etage 1  | 1123400,72              | 14,19                       | 14,40              | 14,18                         | 18,37           | 0,02                  | 3,58           | 1,42                        | 1,42           |
| Etage 2  | 1089902,45              | 14,19                       | 14,42              | 14,17                         | 18,37           | 0,02                  | 3,94           | 1,42                        | 1,42           |
| Etage 3  | 1058497,83              | 14,19                       | 14,42              | 14,17                         | 18,68           | 0,02                  | 3,94           | 1,42                        | 1,42           |
| Etage 4  | 1029186,85              | 14,19                       | 14,45              | 14,17                         | 18,68           | 0,02                  | 4,23           | 1,42                        | 1,42           |
| Etage 5  | 1015578,18              | 14,19                       | 14,45              | 14,17                         | 18,81           | 0,02                  | 4,23           | 1,42                        | 1,42           |
| Etage 6  | 1001969,51              | 14,19                       | 14,47              | 14,17                         | 18,81           | 0,02                  | 4,34           | 1,42                        | 1,42           |
| Etage 7  | 989407,66               | 14,19                       | 14,47              | 14,17                         | 18,91           | 0,02                  | 4,34           | 1,42                        | 1,42           |
| Etage 8  | 989407,66               | 14,19                       | 14,48              | 14,17                         | 18,91           | 0,02                  | 4,43           | 1,42                        | 1,42           |
| Etage 9  | 965330,78               | 14,19                       | 14,48              | 14,17                         | 18,91           | 0,02                  | 4,43           | 1,42                        | 1,42           |
| Etage 10 | 965330,78               | 14,19                       | 14,48              | 14,17                         | 19,12           | 0,02                  | 4,43           | 1,42                        | 1,42           |
| Etage 11 | 965330,78               | 14,19                       | 14,52              | 14,16                         | 19,12           | 0,02                  | 4,60           | 1,42                        | 1,42           |
| Etage 12 | 965330,78               | 14,19                       | 14,52              | 14,16                         | 19,12           | 0,02                  | 4,60           | 1,42                        | 1,42           |
| Etage 13 | 965330,78               | 14,19                       | 14,52              | 14,16                         | 19,20           | 0,02                  | 4,60           | 1,42                        | 1,42           |
| Etage 14 | 965330,78               | 14,19                       | 14,55              | 14,16                         | 19,20           | 0,03                  | 4,65           | 1,42                        | 1,42           |
| Etage 15 | 905662,00               | 14,19                       | 14,48              | 14,13                         | 17,98           | 0,06                  | 4,72           | 1,42                        | 1,42           |

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représentée dans les deux tableaux précédents l'excentricité dans quelque étages dépassé  $0,05 \times L_i$  dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette condition n'est pas vérifiée.

### VI.5. Vérification de l'ouvrage vis-à-vis du risque de renversement :

Pour cette vérification on utilisera la combinaison suivante :  $0.8G \pm E$

En effet, cette combinaison tient compte indirectement de l'action ascendante du séisme, action qui a tendance à contrebalancer en partie l'action stabilisatrice du poids de la structure vis-à-vis de renversement.

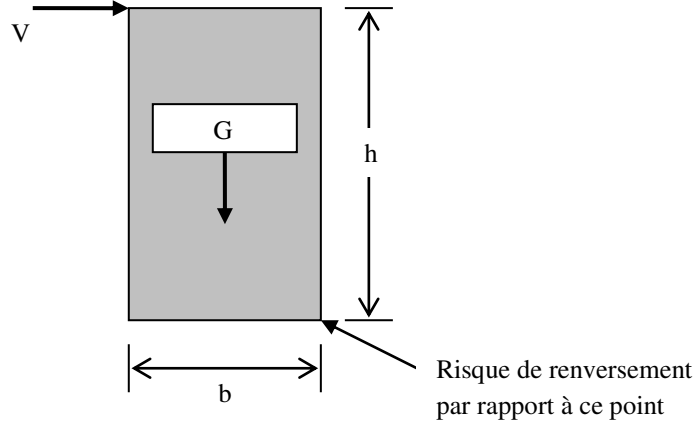
La stabilité de l'ouvrage passe par la vérification suivante :

$$\frac{0.8 \cdot M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} = \frac{0.8 M_{\text{poids}}}{M_{\text{séisme}}} > 1 \Rightarrow \frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} > 1,25$$

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.

Avec :

- ✓  $M_s$  : Moment stabilisant,  $M_s = W \times L / 2$
- ✓  $M_r$  : Moment renversant,  $M_r = \sum F_i \times h_i$
- ✓  $W$  : Poids du bâtiment.
- ✓  $F$  : Force sismique au niveau  $i$ .



**Figure IV-17 : Vérification du renversement.**

Le risque étant évidemment à vérifier dans les deux sens.

✓ **Sens longitudinal :**

**Tableau IV-9 : Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal**

| W<br>(KN) | L <sub>x</sub><br>(m) | L <sub>x</sub> /2 (m) | M <sub>s</sub><br>(KN.m) | M <sub>r</sub><br>(KN.m) | M <sub>s</sub> /M <sub>r</sub> | vérification       |
|-----------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------------|--------------------|
| 151309,10 | 37,13                 | 18,57                 | 2809809,99               | 316077,32                | 8,89                           | Condition vérifiée |

✓ **Sens transversal :**

**Tableau IV-10 : Vérification de renversement de la Tour sens transversal.**

| W<br>(KN) | L <sub>y</sub><br>(m) | L <sub>y</sub> /2 (m) | M <sub>s</sub><br>(KN.m) | M <sub>r</sub><br>(KN.m) | M <sub>s</sub> /M <sub>r</sub> | vérification       |
|-----------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------------|--------------------|
| 151309,10 | 34,65                 | 17,33                 | 2622186,70               | 320462,22                | 8,18                           | Condition vérifiée |

### **Finalement :**

On constate que le moment stabilisateur est largement supérieur au moment de renversement. la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement sous la charge sismique est donc largement assurée.

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

**CHAPITRE V :**

**ETUDE DE VENT**

### I. Introduction

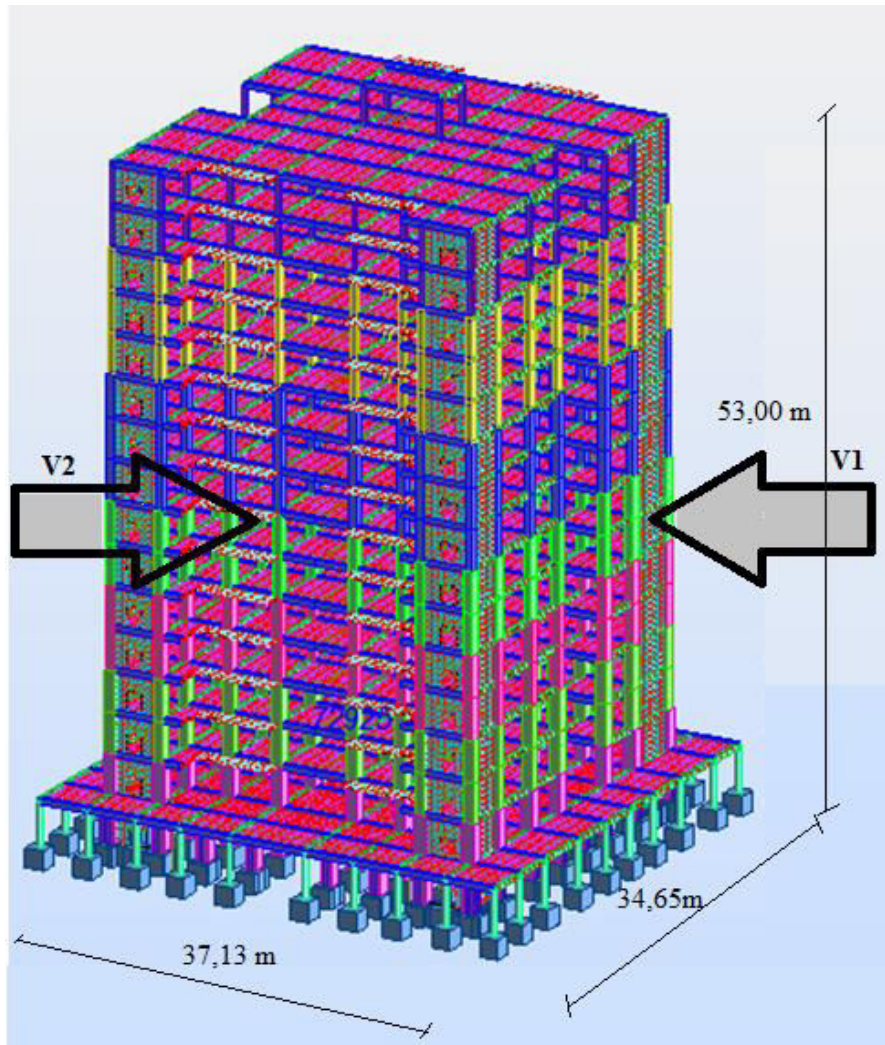
Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- ✓ la région.
- ✓ Le site.
- ✓ L'altitude.
- ✓ les dimensions de l'ouvrage.

### II. L'action du Vent :

#### Principe de calcul :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.



FigureV-1: Action du vent.

## CHAPITRE V : ETUDE DE VENT.

- ✓  $V_1$  : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction XX.
- ✓  $V_2$  : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction YY.

### III. Application du "D.T.R. C 2-4.7" (R.N.V. 1999) :

#### III.1. La vérification de la stabilité d'ensemble :

Le RNV 1999 imposé un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Données relatives au cite : Terrain de catégorie IV (Art 4.1 RNV99).

- ✓  $K_T$  : facteur de terrain.
- ✓  $Z_0$  : Paramètre rugosité (en m).
- ✓  $Z_{min}$  : hauteur minimale (en m).
- ✓  $Z$  : Hauteur considérée.
- ✓  $\varepsilon$  : Coefficient utilisé pour le calcul de coefficient  $C_d$ .

Tableau V-1 : Définition de catégorie de terrain.

| Catégories de terrain   | $K_T$ | $Z_0$ (en m) | $Z_{min}$ (en m) | $\xi$ |
|---|-------|--------------|------------------|-------|
| <b>I</b><br>En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles | 0.17  | 0.01         | 2                | 0.11  |
| <b>II</b><br>Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.                                  | 0.19  | 0.05         | 4                | 0.26  |
| <b>III</b><br>Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV         | 0.22  | 0.3          | 8                | 0.37  |
| <b>IV</b><br>Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m. | 0.24  | 1            | 16               | 0.46  |

- ❖ Dans notre cas le site IV alors :
  - ✓  $K_T = 0,24$
  - ✓  $Z_0 = 1,00$  m
  - ✓  $Z_{min} = 16,00$  m
  - ✓  $\varepsilon = 0,46$

$C_T$  : Coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent.

Sa valeur donnée par le tableau (V.2).



## CHAPITRE V : ETUDE DE VENT.

**Tableau V-2 : Valeurs de  $C_t(Z)$ .**

| Site   | $C_t(Z)$ |
|--|----------|
| Site plat ( $\phi < 0,05$ , voir § 4.3.4)                      | 1        |
| Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir | 1        |
| Site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir | 1.3      |
| Site aux alentours des plateaux                                | 1.15     |
| Site aux alentours des collines                                | 1.15     |
| Site montagneux  | 1.5      |

❖ Dans notre cas Site plat  $\Rightarrow C_T (Z_{eq}) = 1$

**Tableau V-3 : Valeurs de la pression dynamique de référence.**

| Zone | $V_{ref} (m/s)$ | $q_{ref} (N/m^2)$ |
|------|-----------------|-------------------|
| I    | 25              | 375               |
| II   | 28              | 470               |
| III  | 31              | 575               |

$q_{ref}$  : est donnée par le Tableau V-3 en fonction de la zone de vent.

❖ Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à **Annaba** donc :

Zone du vent I  $\Rightarrow q_{ref} = 375 N/m^2$

La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction doit passer par les étapes suivantes :

### III.2. Détermination du coefficient dynamique $C_d$ :

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de  $C_d$  :

✓ Sens-x

La structure du bâtiment étant en béton armé. On utilise la figure 3.1 donnée au chapitre 3 de R.N.V. 1999 la lecture pour  $h = 53.00$  m et  $b = 37.13$  m.

Après interpolation :  $C_d = 0,95$

✓ Sens-y

Pour  $h = 50.32$  m et  $b = 34.65$ m

Après interpolation :  $C_d = 0,95$

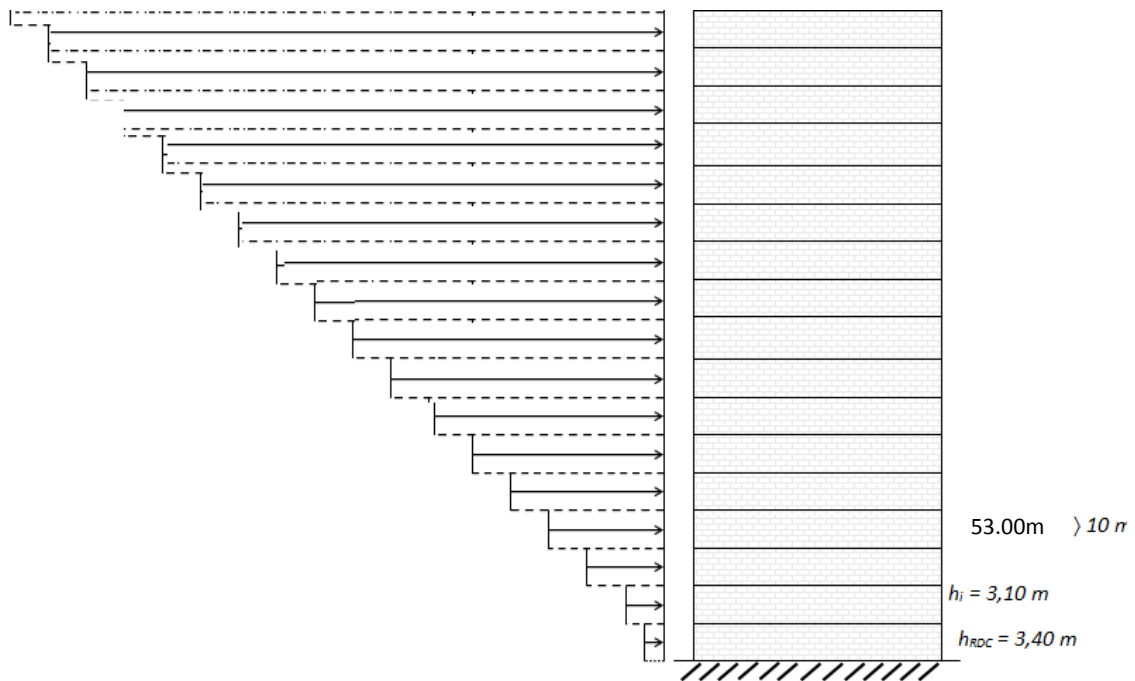
$C_d$  dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

### III.3. Détermination de la pression dynamique du vent $q_{dyn}$ :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-coupe en éléments de surface  $j$  horizontaux selon la procédure donnée à article 3.1.1 des RNV 1999.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- ❖ les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à **10 m** doivent être considérées comme étant constituées de  $n$  éléments de surfaces, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec  $n$  étant le nombre de niveaux de la construction.



**Figure V-2** : Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par la formule (2.12 R.N.V. 1999).

Structure permanente  $\Rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$ .

- ✓  $Z_j$  : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément  $j$ .
- ✓  $q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.
- ✓  $q_{ref}$  : est donnée par le (tableau V.3) en fonction de la zone de vent.
- ✓  $C_e$  : Coefficient d'exposition au vent. Et calcule par la formule :

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq}^2) \times C_r(Z_{eq}^2) \times \left(1 + \frac{7K_T}{C_r(Z) \times C_T(Z)}\right)$$

## CHAPITRE V : ETUDE DE VENT.

- ✓  $C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent ; sa valeur est défini par la loi logarithmique :

$$Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \Rightarrow C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right).$$

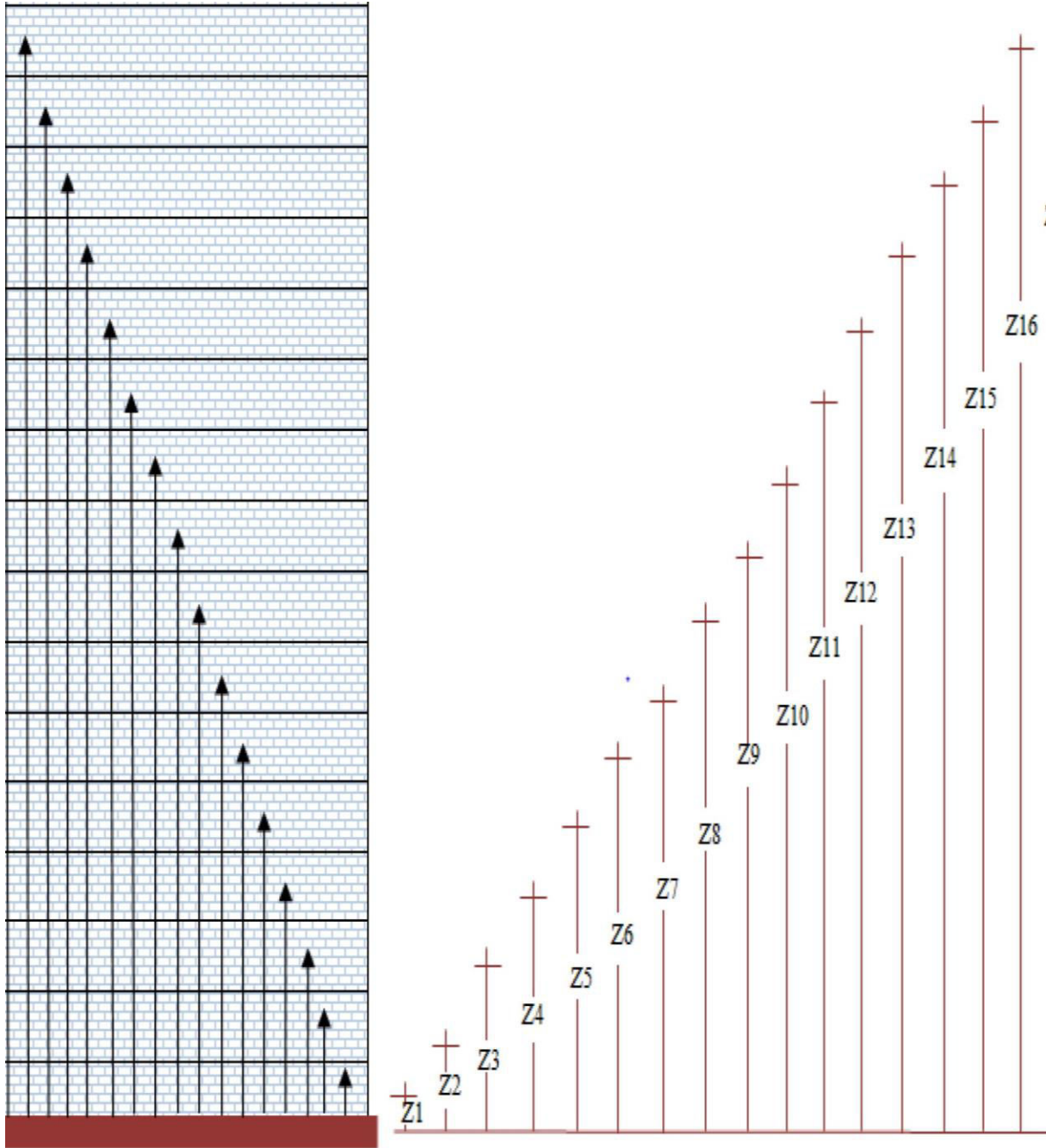


Figure V-3 : Répartition de  $Z_j$ .

## CHAPITRE V : ETUDE DE VENT.

**Tableau V-4 : Valeurs des  $q_{dyn}$  appliqués de chaque niveau.**

| $Z_j$ (m) | $C_r$ | $C_e$ | $q_{dyn}$ N/m <sup>2</sup> |
|-----------|-------|-------|----------------------------|
| 3,40      | 0,294 | 0,580 | 217,500                    |
| 6,50      | 0,449 | 0,956 | 358,500                    |
| 9,60      | 0,543 | 1,207 | 452,625                    |
| 12,70     | 0,610 | 1,397 | 523,875                    |
| 15,80     | 0,662 | 1,550 | 581,250                    |
| 18,90     | 0,705 | 1,681 | 630,375                    |
| 22,00     | 0,742 | 1,797 | 673,875                    |
| 25,10     | 0,773 | 1,896 | 711,000                    |
| 28,20     | 0,801 | 1,987 | 745,125                    |
| 31,30     | 0,826 | 2,070 | 776,250                    |
| 34,40     | 0,849 | 2,147 | 805,125                    |
| 37,50     | 0,870 | 2,219 | 832,125                    |
| 40,60     | 0,889 | 2,284 | 856,500                    |
| 43,70     | 0,907 | 2,346 | 879,750                    |
| 46,80     | 0,923 | 2,403 | 901,125                    |
| 49,90     | 0,938 | 2,456 | 921,000                    |
| 53,00     | 0,953 | 2,509 | 940,875                    |
| 53.70     | 0,956 | 2,520 | 945,00                     |

### a) Détermination des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ :

Pour les parois verticales il convient de diviser les parois comme l'indique la (figure V.4) les valeurs de  $C_{pe,10}$  et  $C_{pe,1}$  . Sont données par le (tableau V-5).

Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire dépendant de la dimension de la surface chargée.

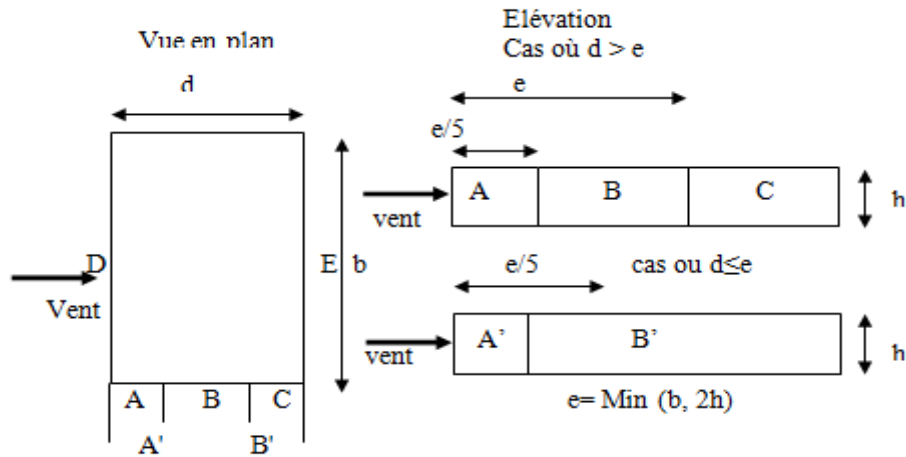
❖  $C_{pe}$  s'obtient à partir de la formule suivante :

- ✓  $C_{pe} = C_{pe,1}$  si  $S \leq 1m^2$
- ✓  $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$  si  $1m^2 \leq S \leq 10m^2$
- ✓  $C_{pe} = C_{pe,10}$  si  $S \geq 10m^2$

S : la surface chargée de la paroi considérée.

❖ Dans notre cas :  $S \geq 10 m^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

## CHAPITRE V : ETUDE DE VENT.



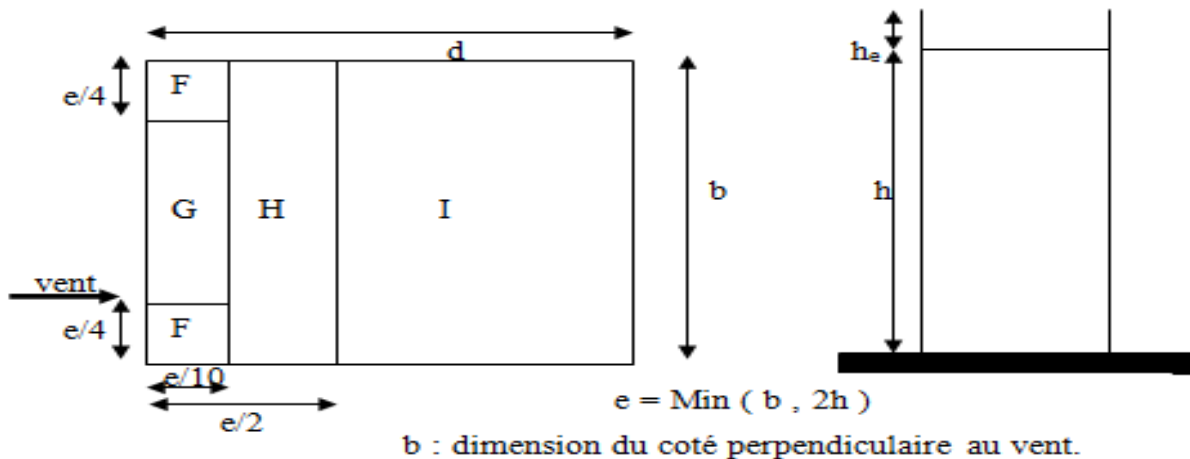
**Figure V-4** : Légende pour les parois verticales.

**Tableau V-5** :  $C_{pe}$  pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

| A'          |            | BB'         |            | C           |            | D           |            | E           |            |
|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| -1.0        | -1.3       | -1.08       | -1.0       | -0.5        | -0.5       | +0.8        | +1.0       | -0.3        | -0.3       |

❖  $C_{pe}$  : pour les parois verticales de la Tour à base rectangulaire.

Toiture plate : les toitures plate sont celles dans la pente est inférieur ou égale à  $4^\circ$ , il Convient de la toiture comme l'indique la (figure V.5).



**Figure V-5**: Legend pour les toitures plates.

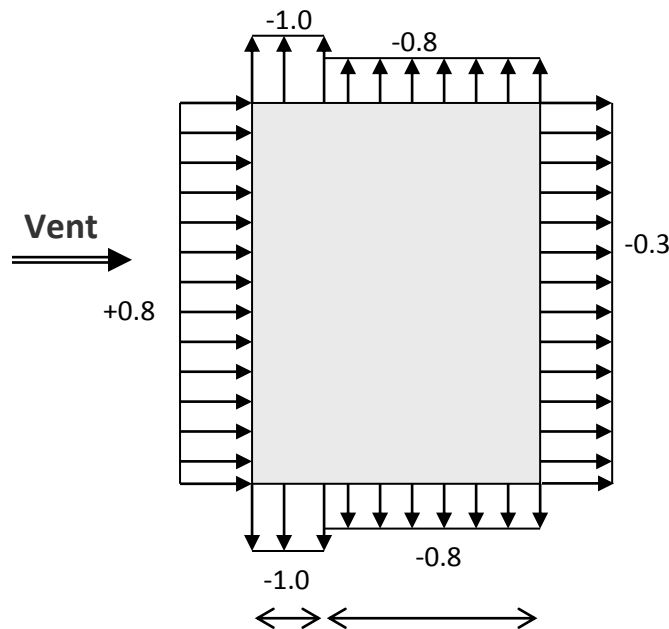
## CHAPITRE V : ETUDE DE VENT.

On détermine la pression extérieure des toitures plates : via le (tableau V.6).

**Tableau V-6 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates**

|                     |                     | Zones       |            |             |            |             |            |             |            |
|---------------------|---------------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
|                     |                     | F           |            | G           |            | H           |            | I           |            |
|                     |                     | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| arêtes vives        |                     | - 1,8       | -2,5       | - 1,2       | - 2,0      | - 0,7       | -1,2       | $\pm 0,2$   |            |
| avec<br>acrotères   | $h_p/h = 0,025$     | - 1,6       | - 2,2      | - 1,1       | - 1,8      | - 0,7       | -1,2       | $\pm 0,2$   |            |
|                     | $h_p/h = 0,05$      | - 1,4       | - 2,0      | - 0,9       | - 1,6      | - 0,7       | -1,2       | $\pm 0,2$   |            |
|                     | $h_p/h = 0,10$      | - 1,2       | - 1,8      | - 0,8       | - 1,4      | - 0,7       | -1,2       | $\pm 0,2$   |            |
| rives<br>arrondies  | $r/h = 0,05$        | - 1,0       | - 1,5      | - 1,2       | - 1,8      | - 0,4       |            | $\pm 0,2$   |            |
|                     | $r/h = 0,10$        | - 0,7       | - 1,2      | - 0,8       | - 1,4      | - 0,3       |            | $\pm 0,2$   |            |
|                     | $r/h = 0,20$        | - 0,5       | - 0,8      | - 0,5       | - 0,8      | - 0,3       |            | $\pm 0,2$   |            |
| brisis<br>mansardés | $\alpha = 30^\circ$ | - 1,0       | - 1,5      | - 1,0       | - 1,5      | - 0,3       |            | $\pm 0,2$   |            |
|                     | $\alpha = 45^\circ$ | - 1,2       | - 1,8      | - 1,3       | - 1,9      | - 0,4       |            | $\pm 0,2$   |            |
|                     | $\alpha = 60^\circ$ | - 1,3       | - 1,9      | - 1,3       | - 1,9      | - 0,5       |            | $\pm 0,2$   |            |

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :



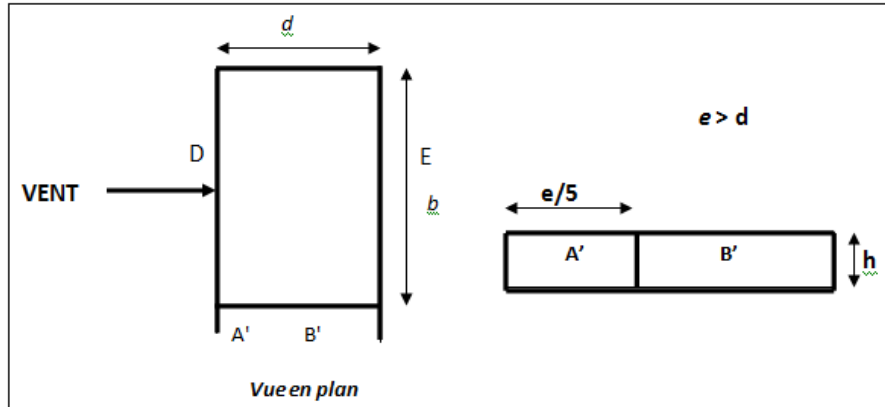
**Figure V-6 : Répartition des pressions sur les parois verticales-Direction du vent V1.**

**Sens x :**

- ✓  $h = 53,00$  m;  $b = 37,13$  m.
- ✓  $e = \text{Min}(b, 2h) \Rightarrow e = \text{Min}(37,13, 2 \times 53,00) \Rightarrow e = 37,13$  m.

## CHAPITRE V : ETUDE DE VENT.

- ✓  $b$  : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction  $\Rightarrow b = 37,13$  m
- ✓  $h$  : La hauteur total de la construction.
- ✓  $d = 34,65$  m

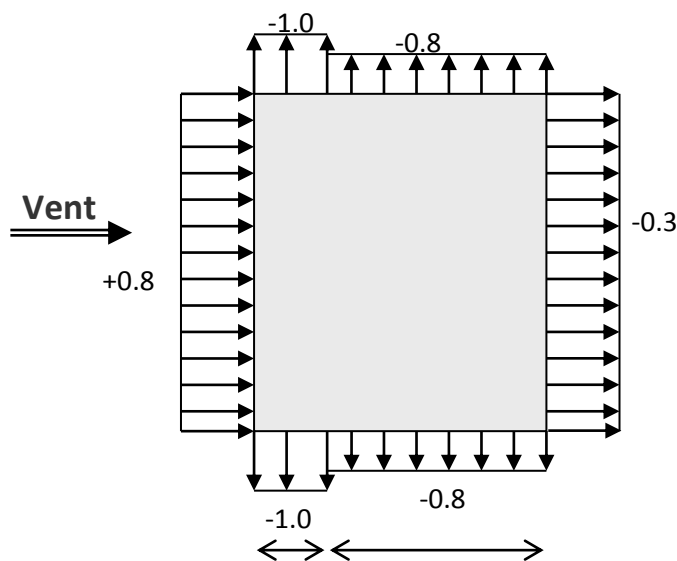


**Figure V-7** : Vue en plan et vue en élévation, sens XZ

❖ D'après le (tableau V.7) on a :

**Tableau V-7** :  $C_{pe}$  pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.

| A'          | B'          | D           | E           |
|-------------|-------------|-------------|-------------|
| $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ |
| -1,0        | -0,8        | +0,8        | -0,3        |

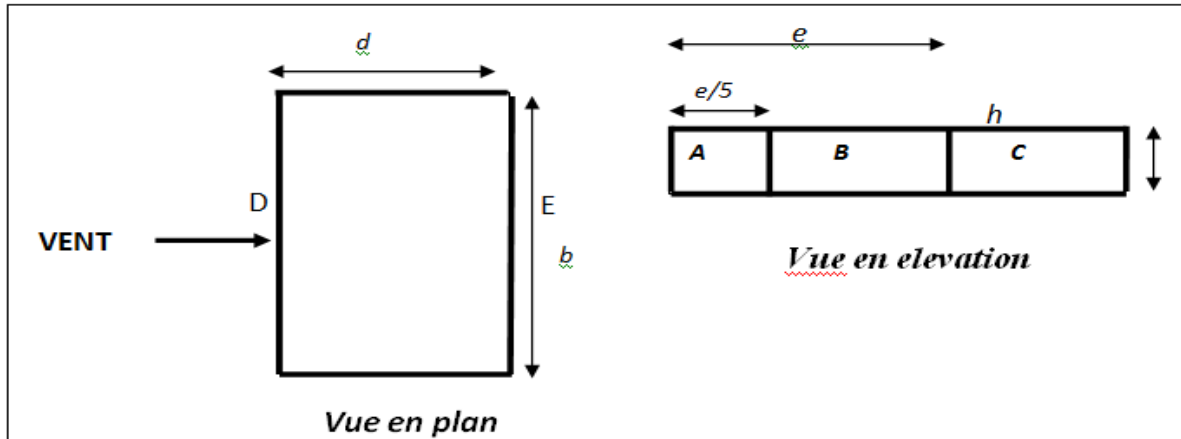


**Figure V-8** : Répartition de  $C_{pe}$  sur les parois horizontales Direction du vent V2.

## CHAPITRE V : ETUDE DE VENT.

Sens y :

- ✓  $h = 53,00 \text{ m}$  ;  $b = 34,65 \text{ m}$
- ✓  $e = \text{Min}(b, 2h) \Rightarrow e = \text{Min}(34,65 ; 2 \times 53,00) \Rightarrow e = 34,65$
- ✓  $d = 37,13 \text{ m}$ .

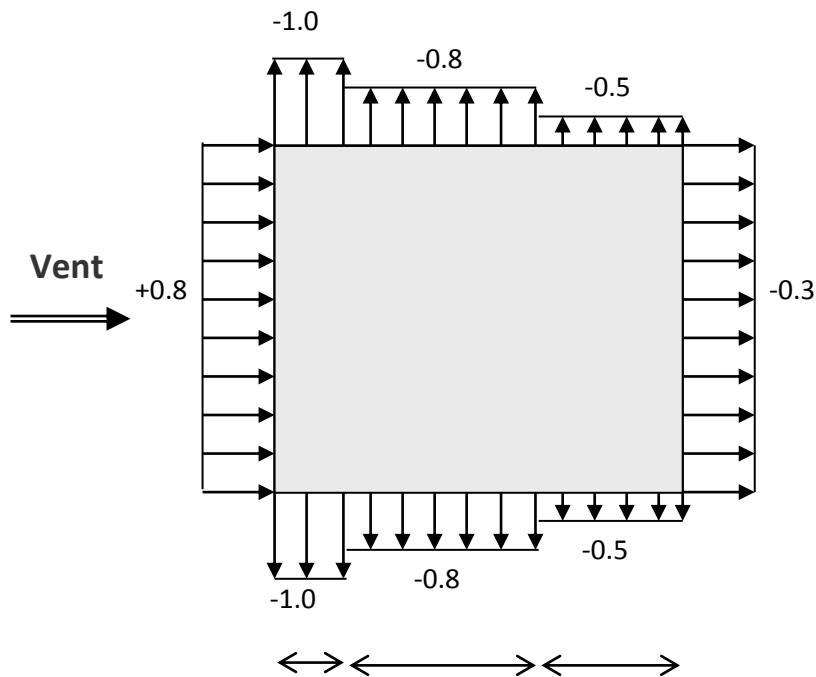


**Figure V-9** : Vue en plan et vue en élévation, sens XY.

❖ D'après le (tableau V.8) on a :

**Tableau V-8** :  $C_{pe}$  pour les parois verticales de la Tour à base rectangulaire.

| A           | B           | C           | D           | E           |
|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ |
| -1,0        | -0,8        | -0,5        | +0,8        | -0,3        |



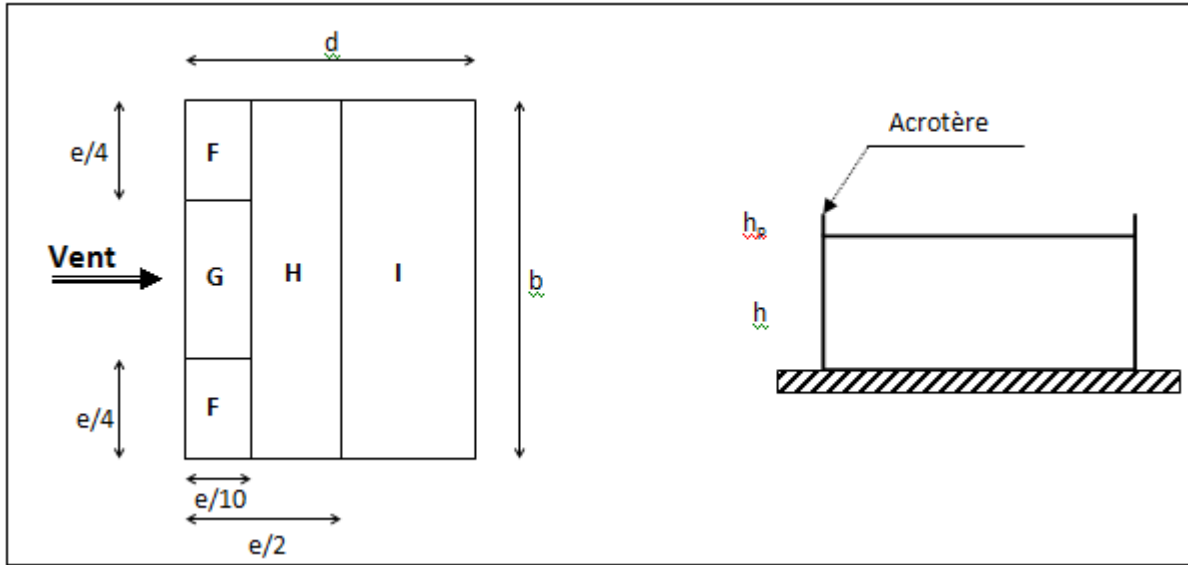
**Figure V-10** : Répartition de  $C_{pe}$  sur les parois verticales - Direction du vent V1.



**b) Toitures plates :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient  $C_{pe,10}$  est donné dans le (tableau V.6).

- ✓  $e = \text{Min} [b ; 2h]$
- ✓  $b$ : dimension du coté perpendiculaire au vent.



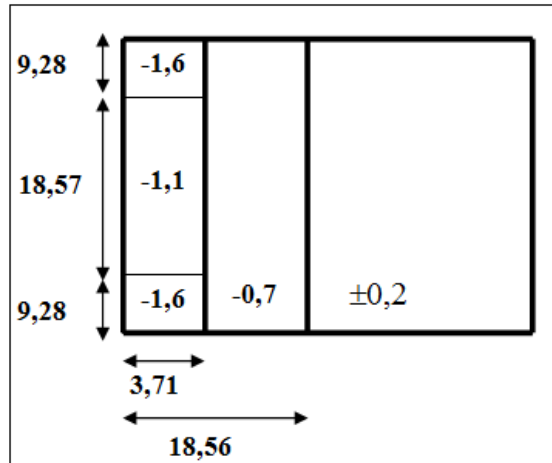
**Figure V-11 :** Répartition de  $C_{pe}$  sur les parois verticales - Direction du vent  $V_1$ .

**Tableau V-9 :** Coefficient de pression extérieure des toitures plates.

|                 | F           |            | G           |            | H           |            | I           |            |
|-----------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
|                 | $C_{pe 10}$ | $C_{pe 1}$ | $C_{pe 10}$ | $C_{pe 1}$ | $C_{pe 10}$ | $C_{pe 1}$ | $C_{pe 10}$ | $C_{pe 1}$ |
| avec acrotère   |             |            |             |            |             |            |             |            |
| $H_p/h = 0,025$ | -1,6        | -2,2       | -1,1        | -1,8       | -0,7        | -1,2       | $\pm 0,2$   |            |
| $H_p/h = 0,05$  | -1,4        | -2,0       | -0,9        | -1,6       | -0,7        | -1,2       | $\pm 0,2$   |            |
| $H_p/h = 0,1$   | -1,2        | -1,8       | -0,8        | -1,4       | -0,7        | -1,2       | $\pm 0,2$   |            |

- ❖ Dans notre cas  $h_p/h = 0,70/53,00 = 0,0132$
- ✓  $b = 37,13 \text{ m}$
- ✓  $e = \text{min} (37,13 ; 2 * 53,00) = \text{min} (37,13 ; 106,00) \Rightarrow e = 37,13 \text{ m}$ .

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la figure suivante :

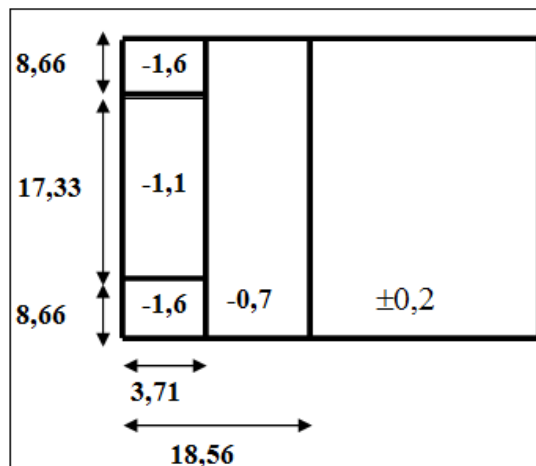


**Figure V-12 :** Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour  $b = 37,13$  m.

✓  $b = 34,65$  m

✓  $e = \min(34,65 ; 2 \times 53,00) = \min(34,65 ; 106,00) \Rightarrow e = 34,65$  m.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la Figure V-13 :



**Figure V-13 :** Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour  $b = 34,65$  m.

**c) Détermination des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées :  $C_{pi} = 0,8$  et  $C_{pi} = -0,5$  (RNV99 : art 2.2 P78).

**d) Détermination du coefficient de pression de vent  $C_p$  :**

Le coefficient de pression  $C_p$  est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

## CHAPITRE V : ETUDE DE VENT.

**Tableau V-10** : valeurs de  $C_p$  dans le cas:  $C_{pi}=0,8$

| Zone | $C_{pi}$ | $C_{pe} = C_{p10}$ | $C_p$ |
|------|----------|--------------------|-------|
| AA'  | 0,8      | -1                 | -1,8  |
| BB'  | 0,8      | -0,8               | -1,6  |
| C    | 0,8      | -0,5               | -1,3  |
| D    | 0,8      | 0,8                | 0     |
| E    | 0,8      | -0,3               | -1,1  |
| F    | 0,8      | -1,4               | -2,2  |
| G    | 0,8      | -0,9               | -1,7  |
| H    | 0,8      | -0,7               | -1,5  |

**Tableau V-11** : valeurs de  $C_p$  dans le cas :  $C_{pi} = -0,5$ .

| Zone | $C_{pi}$ | $C_{pe} = C_{p10}$ | $C_p$ |
|------|----------|--------------------|-------|
| AA'  | -0,5     | -1                 | -0,5  |
| BB'  | -0,5     | -0,8               | 0,3   |
| C    | -0,5     | -0,5               | 0     |
| D    | -0,5     | 0,8                | 1,3   |
| E    | -0,5     | -0,3               | 0,2   |
| F    | -0,5     | -1,6               | -1,1  |
| G    | -0,5     | -1,1               | -0,6  |
| H    | -0,5     | -0,7               | -0,2  |

### e) Calcul de la pression due au vent :

La pression due au vent  $q_j$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par :

$$q_j = C_d * W(z_j).$$

- ✓  $C_d$  : Coefficient dynamique.
- ✓  $W$  : La pression nette exerce sur l'élément de surface  $j$  calculée à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

$W(Z_j)$  : est donnée par la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) (C_{pe} - C_{pi}) \text{ en } [N/m^2]$$

## CHAPITRE V : ETUDE DE VENT.

D'ou:

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times C_p$$

**NB** : la Valeur de  $q_{dyn}$  appliqué est  $q_{dyn} = 940,875 \text{ N/m}^2$ .

**Tableau V-12** : Valeurs de  $q_j$  dans le sens longitudinale Pour :  $C_{pi} = 0,8$ .

| ZONE | $C_p$ | $W_j \text{ (N/m}^2\text{)}$ | $q_j \text{ (N/m}^2\text{)}$ |
|------|-------|------------------------------|------------------------------|
| A'   | -1,8  | -1693.575                    | -1608.87                     |
| B'   | -1,6  | -1505.4                      | -1430.13                     |
| D    | 0     | 0,000                        | 0,000                        |
| E    | -1,1  | -1034.963                    | -983.214                     |

**Tableau V-13** : Valeurs de  $q_j$  dans le sens transversale Pour :  $C_{pi} = 0,8$ .

| ZONE | $C_p$ | $W_j$     | $Q_j$    |
|------|-------|-----------|----------|
| A'   | -1,8  | -1693.575 | -1608.87 |
| B'   | -1,6  | -1505.4   | -1430.13 |
| C    | -1,3  | -1223.14  | -1161.98 |
| D    | 0     | 0,000     | 0,000    |
| E    | -1,1  | -1034.963 | -983.214 |

**Tableau V-14** : Valeurs de  $q_j$  dans le sens longitudinale Pour :  $C_{pi} = -0,5$ .

| ZONE | $C_p$ | $W_j$    | $Q_j$    |
|------|-------|----------|----------|
| A'   | -0,5  | -470.437 | -446.915 |
| B'   | 0,3   | 282.26   | 268.15   |
| D    | 1,3   | 1223.138 | 1161.98  |
| E    | 0,2   | 188.175  | 178.766  |

**Tableau V-15** : Valeurs de  $q_j$  dans le sens transversale Pour :  $C_{pi} = -0,5$ .

| ZONE | $C_p$ | $W_j$    | $Q_j$    |
|------|-------|----------|----------|
| A'   | -1,0  | -940.875 | -893.83  |
| B'   | -0,8  | -752.7   | -715.065 |
| C    | -0,5  | 0        | 0        |
| D    | 0,8   | 752.7    | 715.065  |
| E    | -0,3  | -282.26  | -268.15  |

### f) Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du Vent.

La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{frj} \times S_{frj})$$

- ✓ J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.
- ✓  $Z_j$  : La hauteur du centre de l'élément j.
- ✓  $S_{frj}$  : Aire de l'élément de surface j.
- ✓  $C_{frj}$  : Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.
- ❖ D'après l'article (1.4.2 de RNV99) :

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport ( $d/b \geq 3$ ), et le rapport ( $d/h \geq 3$ ), soient vérifiés :

Où

- ✓ b : la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent ;
- ✓ h : la hauteur de la construction ;
- ✓ d : la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

**Sens x :**

- ✓  $b = 37,13\text{m}$ ;
- ✓  $d = 34,65\text{ m}$ ;
- ✓  $h = 53,00\text{ m}$ .

$(d/b) = (34,65/37,13) = 0,93 < 3 \Rightarrow$  **Condition non vérifiée.**

$(d/h) = (34,65 /53,00) = 0,65 < 3 \Rightarrow$  **Condition non vérifiée.**

**Sens y:**

- ✓  $b = 34,65\text{m}$ ;
- ✓  $d = 37,13\text{m}$ ;
- ✓  $h = 53,00\text{m}$ .

$(d/b) = (37,13 /34,65) = 1,07 < 3 \Rightarrow$  **Condition non vérifiée.**

$(d/h) = (37,13 /53,00) = 0,70 < 3 \Rightarrow$  **Condition non vérifiée.**

### g) Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces, horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :

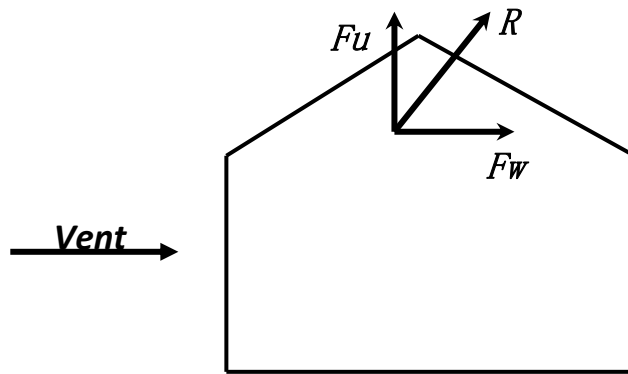


Figure V-14 : Force résultante R.

- ✓  $F_w$  : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale appliquée à la toiture.
- ✓  $F_u$  : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj} \dots \dots \dots (1)$$

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times C_p \dots \dots \dots (2)$$

- ✓  $\sum$  : La somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces) ;
- ✓  $q_j$  : (daN/m<sup>2</sup>) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j ;
- ✓  $S_j$  : (m<sup>2</sup>) est l'aire de l'élément de surface j ;
- ✓  $F_{frj}$  : (daN) désigne les forces de frottement éventuelles.

## CHAPITRE V : ETUDE DE VENT.

❖ D'après les équations (1) et (2) on remplit le tableau suivant :

**Tableau V-16 : Résultats des efforts appliqués à la Tour de chaque niveau.**

| <b>Z<sub>J</sub></b><br><b>(m)</b> | <b>Zone</b> | <b>S(X)</b><br><b>(m<sup>2</sup>)</b> | <b>S(Y)</b><br><b>(m<sup>2</sup>)</b> | <b>q<sub>dyn</sub></b><br><b>(N/m<sup>2</sup>)</b> | <b>q<sub>J</sub>(X)</b> | <b>q<sub>J</sub>(Y)</b> | <b>R(X)</b><br><b>(N)</b> | <b>R(Y)</b><br><b>(N)</b> |
|------------------------------------|-------------|---------------------------------------|---------------------------------------|--|-------------------------|-------------------------|---------------------------|---------------------------|
| 3,40                               | -1,1        | 126.24                                | 117.81                                | <b>217,500</b>                                     | 227,288                 | 227,288                 | <b>28692,837</b>          | <b>26776,799</b>          |
| 6,50                               |             | 89.68                                 | 88.195                                | <b>358,500</b>                                     | 374,633                 | 374,633                 | <b>33597,087</b>          | <b>33040,757</b>          |
| 9,60                               |             | 89.68                                 | 88.195                                | <b>452,625</b>                                     | 472,993                 | 472,993                 | <b>42418,012</b>          | <b>41715,518</b>          |
| 12,70                              |             | 89.68                                 | 88.195                                | <b>523,875</b>                                     | 547,449                 | 547,449                 | <b>49095,226</b>          | <b>48282,265</b>          |
| 15,80                              |             | 89.68                                 | 88.195                                | <b>581,250</b>                                     | 607,406                 | 607,406                 | <b>54472,170</b>          | <b>53570,172</b>          |
| 18,90                              |             | 89.68                                 | 88.195                                | <b>630,375</b>                                     | 658,742                 | 658,742                 | <b>59075,983</b>          | <b>58097,750</b>          |
| 22,00                              |             | 89.68                                 | 88.195                                | <b>673,875</b>                                     | 704,199                 | 704,199                 | <b>63152,566</b>          | <b>62106,831</b>          |
| 25,10                              |             | 89.68                                 | 88.195                                | <b>711,000</b>                                     | 742,995                 | 742,995                 | <b>66631,792</b>          | <b>65528,444</b>          |
| 28,20                              |             | 89.68                                 | 88.195                                | <b>745,125</b>                                     | 778,656                 | 778,656                 | <b>69829,870</b>          | <b>68673,566</b>          |
| 31,30                              |             | 89.68                                 | 88.195                                | <b>776,250</b>                                     | 811,181                 | 811,181                 | <b>72746,712</b>          | <b>71542,108</b>          |
| 34,40                              |             | 89.68                                 | 88.195                                | <b>805,125</b>                                     | 841,356                 | 841,356                 | <b>75452,806</b>          | <b>74203,392</b>          |
| 37,50                              |             | 89.68                                 | 88.195                                | <b>832,125</b>                                     | 869,571                 | 869,571                 | <b>77983,127</b>          | <b>76691,814</b>          |
| 40,60                              |             | 89.68                                 | 88.195                                | <b>856,500</b>                                     | 895,043                 | 895,043                 | <b>80267,456</b>          | <b>78938,317</b>          |
| 43,70                              |             | 89.68                                 | 88.195                                | <b>879,750</b>                                     | 919,339                 | 919,339                 | <b>82446,322</b>          | <b>81081,103</b>          |
| 46,80                              |             | 89.68                                 | 88.195                                | <b>901,125</b>                                     | 941,677                 | 941,677                 | <b>84449,593</b>          | <b>83051,203</b>          |
| 49,90                              | 89.68       | 88.195                                | <b>921,000</b>                        | 962,445  | 962,445                 | <b>86312,068</b>        | <b>84882,836</b>          |                           |
| 53,00                              | 89.68       | 88.195                                | <b>940,875</b>                        | 983,214  | 983,214                 | <b>88174,632</b>        | <b>86714,559</b>          |                           |
| 53,70                              | 89.68       | 88.195                                | <b>945.00</b>                         | 987,525  | 987,525                 | <b>97448,967</b>        | <b>87094,767</b>          |                           |
| 53,70                              | -2,4        | 20,25                                 | 19,91                                 | <b>945.00</b>                                      | 2154,60                 | 2154,60                 | <b>43630,650</b>          | <b>42898,086</b>          |
|                                    | -1,9        |                                       |                                       | <b>945.00</b>                                      | 1705,725                | 1705,725                | <b>34540,931</b>          | <b>33960,985</b>          |
|                                    | -1,5        |                                       |                                       | <b>945.00</b>                                      | 1346,625                | 1346,625                | <b>27269,15</b>           | <b>26811,304</b>          |
|                                    | -1,0        |                                       |                                       | <b>945.00</b>                                      | 897,750                 | 897,750                 | <b>18179,438</b>          | <b>17874,203</b>          |
|                                    | -0,6        |                                       |                                       | <b>945.00</b>                                      | 538,650                 | 538,650                 | <b>10907,663</b>          | <b>10724,521</b>          |

**Tableau V-17 : Résultats des efforts de vent appliqués à la base de la Tour.**

|                      |                      |
|----------------------|----------------------|
| <b>R<sub>x</sub></b> | <b>R<sub>y</sub></b> |
| - 1346,775 KN        | -1314,261KN          |

### IV. Conclusion :

**Action du vent** : En Algérie l'action sur les constructions est évaluée conformément aux règles NVA. Ces règles permettent de calculer la pression qui s'exerce sur les parois de la construction en tenant d'un certain nombre de paramètres. Cette pression génère un effort global qui vaut (globalement) :

Effort dû au vent = Pression\* Surface de l'ouvrage

Ainsi l'effort du vent sur une construction est proportionnel à sa surface.

**Action sismique** : Concernant l'action sismique, celle-ci est proportionnelle au poids (W) de la construction :  $V = (ADS/D) W$

Ainsi pour les bâtiments courants en béton armé, c'est le séisme qui est prépondérant car ce sont des ouvrages assez lourds et qui s'étalent sur des surfaces plutôt modeste, par contre pour les hangars métalliques c'est l'effet l'inverse que l'on constate: grande surface offerte au vent et faible poids, d'où prépondérance du vent.

Enfin Vent et séisme ne sont pas cumulables en terme de combinaisons d'actions (chaque phénomène est étudié séparément) ; on remarque que ces dernières sont plus importantes et vue que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismique.



**CHAPITRE VI :**

**ETUDE DES ELEMENTS  
STRUCTURAUX**

### I. Introduction :

Cette partie de notre travail sera consacrée à la détermination des sollicitations (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) dans les trois éléments porteurs qui sont les **poteaux**, les **poutres** et les **voiles**. Le calcul de ces sollicitations, nous le ferons sous les différentes combinaisons préconisées par le CBA/93 et le RPA/2003.

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- ✓ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- ✓ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ✓ Les voiles.

Dans ce qui suit, sont désignés sous le nom d'éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Les éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou à leur distribution peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autre origine.

### II. Etude de ferrailage des poteaux :

Les poteaux constituent les éléments porteurs du système planchers - poutres par points d'appuis isolés. Ils ont pour rôles de :

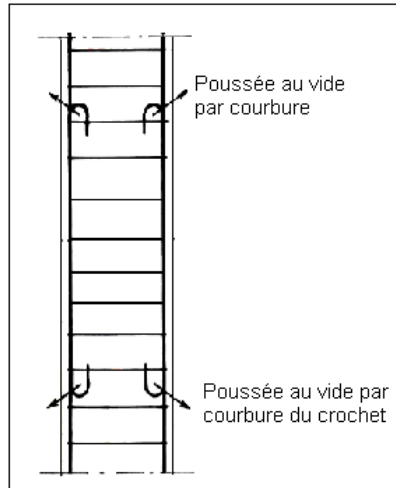
- ❖ Supporté la totalité des charges verticales ;
- ❖ participé à la stabilité transversale par le système poteaux - poutres pour combattre les efforts horizontaux notamment :
  - ✓ les effets du séisme ;
  - ✓ les effets du vent ;
  - ✓ les effets de la température ;
  - ✓ les effets de la dissymétrie des charges.

En zone sismique les poteaux seront toujours calculés sous la sollicitation de la flexion composée : l'effort normal résulte de la part des charges verticales reprise par le poteau et d'un moment résultant de l'action horizontale représentée par le séisme (ou par le vent). Une fois les sollicitations déterminées (moment, effort normal, effort tranchant) on procède au calcul des armatures longitudinales et transversales conformément au code de calcul des structures en béton armé. La dernière étape consiste à vérifier un certain nombre de conditions imposées par les règles CBA/93 et RPA/2003, en retenant comme valeur à chaque fois, le cas le plus défavorable.

**II.1. Conditions sur les armatures longitudinales des poteaux :**

**a) Règles RPA/2003 :**

Les armatures longitudinales doivent être réalisées à partir de barres à haute adhérence (HA), avec un diamètre minimum de 12mm. Les barres doivent être droites. Les crochets sont interdits car ils entraînent une poussée au vide (voir figure suivante).



**Figure VI.1 :** Poussée au vide dû aux crochets des armatures.

Les pourcentages minimaux et maximaux d'acier à placer en fonction de la zone d'implantation de l'ouvrage sont présentés dans le (tableau VI.1).

**Tableau VI-1 :** Taux minimal et maximal des armatures longitudinales des poteaux selon le RPA.

|              | <b>Zone I</b>   | <b>Zone II</b> | <b>Zone III</b> |
|--------------|---|----------------|-----------------|
| Taux minimal | 0,7%  | 0,8%           | 0,9%            |
| Taux maximal | 4% en zone courante quelque soit la zone ;<br>6%, en zone de recouvrement quelque soit la zone. |                |                 |

**b) Règles CBA/93 :**

Selon les règles CBA/93, la section des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_{\min} = \text{Max} \{0,2\%(bh) ; 8(b+h)\}$$

$$A_{\max} = 5\%(bh)$$

(b, h) étant les dimensions du poteau.

**c) Dispositions constructives :**

Le centre de gravité des aciers doit coïncider avec celui du béton. D'autre part, pour assurer le rôle des aciers vis-à-vis de la flexion, il y a intérêt à répartir les barres d'armatures à la périphérie de la section.

**d) Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être placées dans tous les angles du poteau et le long des faces latérales.

❖ **Distance minimale des armatures longitudinales selon le RPA/2003 :**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- ✓ 25cm en zones I et II ;
- ✓ 20cm en zone III.

❖ **Distance minimale des armatures longitudinales selon le CBA/93 :**

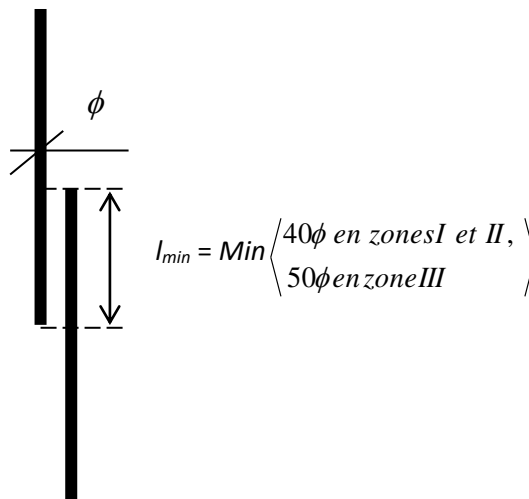
Selon le CBA/93, la distance maximum entre 2 aciers longitudinaux voisins ne doit pas dépasser la valeur ci-dessous :

$$\text{Min} \{ b+0,1 ; h+0,1 ; 0,4 \}$$

Distance maximale, exprimée en mètre.

❖ **Jonction des armatures selon le RPA/2003 :**

Les jonctions des armatures par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales qui sont les zones les plus critiques en cas de séisme. La longueur minimale des recouvrements des barres est de  $40\phi$  en zones I et II et de  $50\phi$  en zone III.  $\phi$  désigne le diamètre maximal des barres longitudinales.



**Figure.VI.2 :** Jonction par recouvrement des aciers dans les poteaux.

### ❖ Jonction des armatures selon le CBA/93 :

Pour les règles CBA/93, et à défaut d'un calcul précis de la longueur de recouvrement, on pourra adopter les valeurs forfaitaires suivantes :

- ✓  $l_s = 40\phi$  pour les barres à haute adhérence FeE400 avec  $\Psi_s \geq 1,5$  ;
- ✓  $l_s = 50\phi$  pour les barres à haute adhérence FeE500 avec  $\Psi_s \geq 1,5$  .

D'une manière générale, la longueur des armatures longitudinales des bâtiments d'habitations sera en général égale à la hauteur de bétonnage majorée de la longueur de recouvrement dont la valeur varie de 40 à 50 fois le diamètre des barres selon la sismicité du lieu d'implantation du bâtiment. A titre d'illustration, un poteau de 300cm de hauteur ferrailé avec des barres HA14, aura une longueur de recouvrement de 56cm en zones I et II et de 70cm en zone III, soit des dépenses excessives en acier par recouvrement variant entre 18,7 et 23,3%.

### ❖ Zone nodale :

Sous les effets des secousses sismiques, les zones nodales (ou zones critiques) qui représentent les points de jonctions des poteaux et des poutres, subissent le plus de dégâts, ainsi une attention particulière doit être portée à ces zones.

### ❖ Armatures de confinement :

Plusieurs études ont montré que les éléments en béton fortement comprimés, munis d'aciers transversaux nécessaires pour la résistance uniquement, présentent une rupture brutale : le béton inscrit entre de deux lits successifs d'armature transversale se gonfle et se désintègre et l'armature longitudinale flambe. L'élément est ainsi dans l'incapacité de fournir une résistance additionnelle pour pouvoir supporter une charge plus grande que la charge ultime. Selon plusieurs études entreprises, la présence d'une armature transversale complémentaire, bien disposée, contribue à confiner le béton.

Le béton confiné présente un comportement ductile, et les armatures transversales permettent :

- ✓ d'agir comme armature de cisaillement ;
- ✓ d'augmenter la capacité de résistance de déformation du béton confiné en compression ;
- ✓ d'empêcher le flambement prématuré des armatures longitudinales comprimées.

La figure suivante présente les lois de comportements du béton confiné et non confiné.

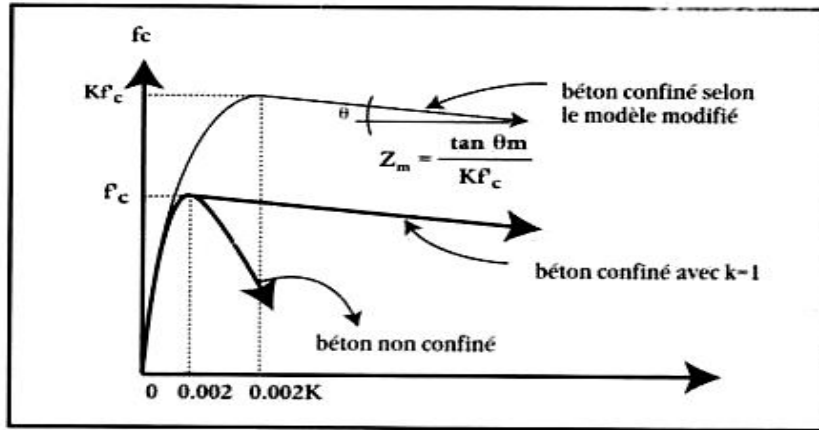


Figure VI.3 : Lois de comportements du béton confiné et non confiné.

D'un point de vue dimensionnelle la zone nodale est définie, selon les règles parasismiques Algériennes, comme l'indique la (figure VI.4).

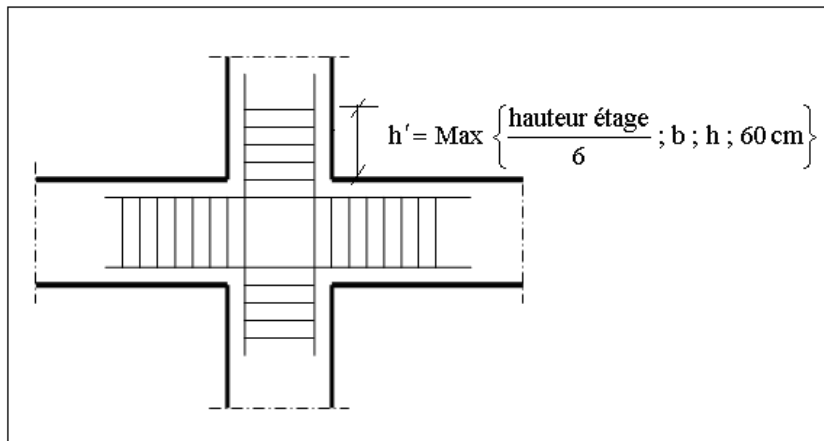


Figure VI.4 : Détermination de la zone nodale selon le RPA/2003.

Pour contrecarrer les effets dévastateurs du séisme dans ces zones, les règles RPA donnent des prescriptions plus sévères. Signalons que la longueur de cette zone de confinement, peut varier d'un code de calcul à un autre comme le montre le (tableau VI.2).

**Tableau VI-2 : Détermination de la longueur de confinement selon différents codes parasismiques.**

| Codes      | Poteaux  | Poutres         |
|------------|--|-----------------|
| RPA /2003  | $\max\left(\frac{l_c}{6}; h_c; b_c; 600mm\right)$        | $2h_b$          |
| ACI        | $\max\left(\frac{l_c}{6}; h_c; 450mm\right)$             | $2h_b$          |
| Eurocode 8 | $\max\left(\frac{l_c}{5}; 1,5h_c; 600mm\right) \cdot H'$ | $2h_b \cdot H'$ |
|            | $\max\left(\frac{l_c}{6}; 1,5h_c; 450mm\right) \cdot M'$ | $2h_b \cdot M'$ |
|            | $\max\left(\frac{l_c}{5}; h_c; 600mm\right) \cdot L'$    | $2h_b \cdot L'$ |

\* L'EC-8 recommande des valeurs de la longueur de confinement selon la classe de ductilité.

**II.2. Calcul des armatures transversales selon le RPA/2003 :**

Les armatures transversales notées  $A_t$  des poteaux seront calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Où :

- ✓  $V_u$ = Effort tranchant de calcul ;
- ✓  $h_1$  = hauteur totale de la section brute ;
- ✓  $f_e$ = contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- ✓  $\rho_a$  = coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant. Il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire ;
- ✓  $t$  = espacement des armatures transversales.

Par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée conformément aux valeurs indiquées sur le (tableau VI.3).

## CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

**Tableau VI-3** : Espacement des armatures transversales dans les poteaux.

|   | Zone                                       |  |  |
|---|--|--|--|
|   | zone I                                     | zone II                                    | zone III   |
| zone nodale   | $t \leq \text{Min}(10\phi_l; 15\text{cm})$ | $t \leq \text{Min}(10\phi_l; 15\text{cm})$ | $t \leq 10\text{ cm}$  |
| zone courante   | $t \leq 15\phi_l$                          | $t \leq 15\phi_l$                          | $t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ |
| * $\phi_l$ représente le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux. |  |  |  |

Le choix du diamètre transversal se fait à partir du diamètre maximal des armatures longitudinales selon l'inégalité suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = 0,33\phi_l$$

La quantité d'armatures transversales minimale ( $A_t/tb_t$ )% est donnée comme suit :

**Tableau VI-4** : Pourcentage minimal des armatures transversales en fonction de l'élançement.

| Valeur de l'élançement                                       | Quantité minimale (%)                 |
|--|---------------------------------------|
| $\lambda_g \geq 5$   | 0,3                                   |
| $\lambda_g \leq 3$   | 0,8                                   |
| $3 < \lambda_g < 5$  | procéder à une interpolation linéaire |
| * $\lambda_g$ représente l'élançement géométrique du poteau. |                                       |

Avec :

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$\{a, b\}$  représentent les dimensions du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  la longueur de flambement du poteau.



Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite minimale de  $10\phi_t$  (figure VI.5).



**Figure VI.5 :** Dispositions des cadres dans les poteaux.

Pour les poteaux circulaires, seuls les cerces individuelles sont autorisées ; ainsi les cerces hélicoïdales continues sont interdites. Dans les zones plastiques des poteaux en béton armé, sollicitées cycliquement, le revêtement de béton éclate lorsque la limite d'élasticité de l'armature verticale est dépassée. C'est pourquoi il faut stabiliser les barres verticales pour éviter qu'elles ne flambent et fretter le béton afin de permettre de plus grandes déformations par écrasement. L'armature transversale nécessaire – armature de stabilisation et de frette à base d'étriers et de barres de liaison doit être ancrée avec des crochets à  $135^\circ$ . Un angle de  $90^\circ$  est insuffisant, comme le montre toujours l'observation des dégâts occasionnés par les séismes majeurs. Il faut en outre disposer l'armature transversale à des intervalles relativement courts.



**Figure VI.6 :** Rupture des ancrages des étriers, dont les crochets n'avaient qu'un angle de  $90^\circ$  (Izmit, Turquie, 1999).

### ❖ Conditions sur l'enrobage des aciers :

L'enrobage des aciers, défini comme étant la distance minimale de l'axe de l'acier, diminuée de son rayon nominal, au parement extérieur le plus proche, dépend généralement des 3 critères suivants :

#### 1) Corrosion des aciers

En fonction de la nature de la fissuration considérée, il y a lieu de respecter, pour l'enrobage des aciers, les valeurs limites illustrées dans le (tableau VI.5).

**Tableau VI-5 : Valeurs minimales de l'enrobage selon le CBA/93.**

|          |  |
|----------|--|
| Enrobage |  |
| 1cm      | Pour des parois qui seraient situées dans les locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.  |
| 3cm      | Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations,).                       |
| 2cm      | Lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40MPa.   |
| 5cm      | Pour des ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives. Cet enrobage peut être réduit à 3cm, si, soit les armatures, soit le béton sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontré. |

**2) L'adhérence**

L'enrobage des barres pour l'adhérence doit être au moins égal à son diamètre nominal ou la largeur du paquet de barres dont elle fait partie dans le cas contraire.

**3) La tenue au feu**

Pour fixer l'enrobage des raisons de tenue au feu, il y lieu de se référer aux documents techniques unifiés (DTU) spécifiques au feu. En signalant que généralement les valeurs indiquées précédemment peuvent s'avérer insuffisantes. Il peut varier de 1 à 6cm.

**II.3. Combinaisons spécifiques de calcul :**

Combinaisons fondamentales : « 1<sup>er</sup> genre » BAEL 91 révisée 99 :

$1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots \dots \dots$  (ELU) ;

$G + Q \dots \dots \dots$  (ELS) ;

Combinaisons accidentelles : « 2<sup>ème</sup> genre » RPA 99 / version 2003 :

$G + Q \pm 1,2 \times E \dots \dots \dots$  (ACC).

**Exemple de calcul :**

**Armatures longitudinales :**

- ❖ Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1, 21) :

$$A_u (\text{min}) = \max (0,2\%*B ; 4\%*P)$$

Avec :

✓ B : section de béton

✓ P : périmètre de la section en mètre =  $4 \times 100 = 400$  cm

$$A_u (\text{min}) = \max (0,2\%*90 \times 90 ; 4\%*P)$$

$$A_u (\text{min}) = \max (16,2; 14,40) \text{cm}^2$$

$$A_u (\text{max}) = 5\%*B = 405,00 \text{ cm}^2$$

- ❖ Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

$$A_u (\text{min}) = 0,8\%*B = 64,80 \text{ cm}^2$$

$$A_u (\text{max}) = 4\%*B = 32,4 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante.}$$

$$A_u (\text{max}) = 6\%*B = 48,6 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement.}$$

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

✓ 25cm en zone II

✓  $\emptyset_{\text{min}} = 12\text{mm}$

$$A_u (\text{min}) = \max (16,2; 14,40; 64,80) = 64,80 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_{s1} = 9 \times \text{HA}16 = 18,10 \text{ cm}^2$

$$A_{s2} = 9 \times \text{HA}16 = 18,10 \text{ cm}^2$$

$$A_u (\text{totale}) = 18,10 \times 2 + 18,10 \times 2 = 72,40 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_u (\text{totale}) = \mathbf{36 \times \text{HA}16}$$

**Armatures transversales :**

- ❖ Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) = \min\left(\frac{90}{35}; \frac{90}{10}; 1,6\right) \Rightarrow \Phi_t \leq 9,0 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte } \Phi_t = 10\text{mm}$$

- ❖ Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

✓  $t \leq \text{Min} (10\Phi_1 ; 15 \text{ cm})$  en zone nodal  $\Rightarrow t \leq \text{Min} (10 \times 1,6 ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

✓  $t \leq 15\Phi_1$  en zone courante  $\Rightarrow t \leq 15 \times 1,6 = 24\text{cm}$

On adopte un espacement pour ce poteau de :

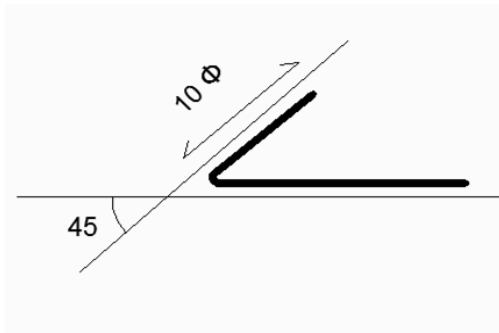
✓  $t = 10 \text{ cm}$  dans la zone nodale.

✓  $t = 15 \text{ cm}$  dans la zone courant.

## CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum (voir Figure VI.5).

$10\phi_t = 10 \times 1,6 = 16 \text{ cm}$  ; alors on adopte longueur de 15 cm.



**Figure VI.7 :** Crochet des barres horizontales.

❖ Recouvrement :

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (page 61) est de  $40 \phi$  en zone II.

$\phi = 16 \text{ mm}$                        $L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$  ; alors on adopte :  $L_r = 70 \text{ cm}$ .

✓ Longueur de la zone nodale :

✓  $h' = \text{Max} \left( \frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003}$

✓  $h' = 90 \text{ cm}$ .

Pour les poteaux qui restent on va calculer avec le logiciel de calcul des sections de ferrailage des éléments en béton expert 2010 dans les combinaisons suivantes :

❖ Selon le BAEL91 révisée 99

ELU :  $1,35G + 1,5Q$

ELS :  $G + Q$

❖ Selon le RPA 99 / version 2003

$(G+Q+1,2E_y)$  qui génère souvent les sollicitations les plus défavorables aux niveaux des poteaux.

**NB :** On fait le ferrailage des poteaux étage par étage, dans le calcul de chaque étage on prend les valeurs max et min (extrêmes globaux) des efforts générés dans les éléments barres de la structure par la combinaison suivante :  $G+Q \pm 1.2E$ .

✓ Les valeurs de  $F_x$  correspondent à celles des efforts normaux ;

✓ Les valeurs de  $F_z$  correspondent à celles des efforts tranchants ;

✓ Les valeurs de  $M_y$  correspondent à celles des moments par rapport à  $(oy)$  qui représentent les moments fléchissant ;

## CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

- ✓ Les valeurs de  $M_z$  correspondent à celles des moments par rapport à (oz) qui sont utilisés pour la vérification de la détermination de la section d'armature calculée (à l'aide de  $(M_y)$  au niveau des poteaux.
- ✓ on prend la valeur min de l'effort N appliqué et les valeurs max de  $M_y$  et  $M_z$  correspondant.

Les résultats sont réduits dans le tableau suivant :

**Tableau VI-6 : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux de la Tour**

| étage           | Section (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>minRPA</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage longitudinal    |                      | Ferrailage transversal |         |            |
|-----------------|----------------------------|--|---|----------------------------|----------------------|------------------------|---------|------------|
|                 |                            |  |   | Section (cm <sup>2</sup> ) | choix                | t (cm)                 | t' (cm) | At         |
| <b>RDC</b>      | 90×90                      | 64,80                                  | 20,10                                   | 72,38                      | <b>36×HA16</b>       | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |
| <b>RDC</b>      | D=50                       | 20,00                                  | 16,08                                   | 21,55                      | <b>14×HA14</b>       | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |
| <b>01</b>       | 90×90                      | 64,80                                  | 20,10                                   | 72,38                      | <b>36×HA16</b>       | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |
| <b>02</b>       | 80×80                      | 51,20                                  | 16,08                                   | 56,30                      | <b>28×HA16</b>       | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |
| <b>03</b>       | 80×80                      | 51,20                                  | 16,08                                   | 56,30                      | <b>28×HA16</b>       | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |
| <b>04</b>       | 70×70                      | 39,20                                  | 12,06                                   | 40,21                      | <b>20×HA16</b>       | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |
| <b>05</b>       | 70×70                      | 39,20                                  | 12,06                                   | 40,21                      | <b>20×HA16</b>       | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |
| <b>06</b>       | 65×65                      | 33,80                                  | 12,06                                   | 36,19                      | <b>18×HA16</b>       | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |
| <b>07</b>       | 65×65                      | 33,80                                  | 12,06                                   | 36,19                      | <b>18×HA16</b>       | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |
| <b>08</b>       | 60×60                      | 28,80                                  | 12,06                                   | 32,17                      | <b>16×HA16</b>       | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |
| <b>09</b>       | 60×60                      | 28,80                                  | 12,06                                   | 32,17                      | <b>16×HA16</b>       | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |
| <b>10</b>       | 60×60                      | 28,80                                  | 12,06                                   | 32,17                      | <b>16×HA16</b>       | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |
| <b>11</b>       | 45×45                      | 16,20                                  | 8,04                                    | 20,11                      | <b>10×HA16</b>       | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |
| <b>12</b>       | 45×45                      | 16,20                                  | 8,04                                    | 20,11                      | <b>10×HA16</b>       | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |
| <b>13</b>       | 45×45                      | 16,20                                  | 12,06                                   | 20,11                      | <b>10×HA16</b>       | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |
| <b>14</b>       | 30×30                      | 7,20                                   | 12,06                                   | 14,20                      | <b>4×HA16+4×HA14</b> | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |
| <b>15</b>       | 30×30                      | 7,20                                   | 12,06                                   | 14,20                      | <b>4×HA16+4×HA14</b> | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |
| <b>terrasse</b> | 30×30                      | 7,20                                   | 12,06                                   | 16,08                      | <b>8×HA14</b>        | 10                     | 15      | <b>Ø10</b> |

II.4. Schéma de ferrailage des poteaux :

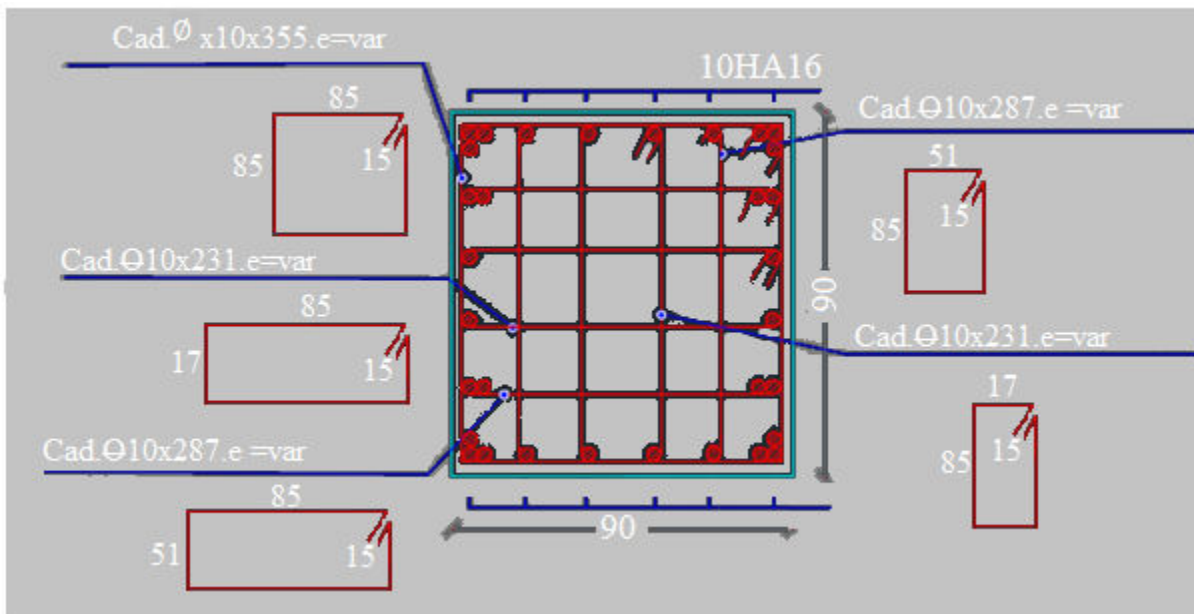


Figure VI-8 : Coupe de ferrailage des poteaux 90×90 cm<sup>2</sup>

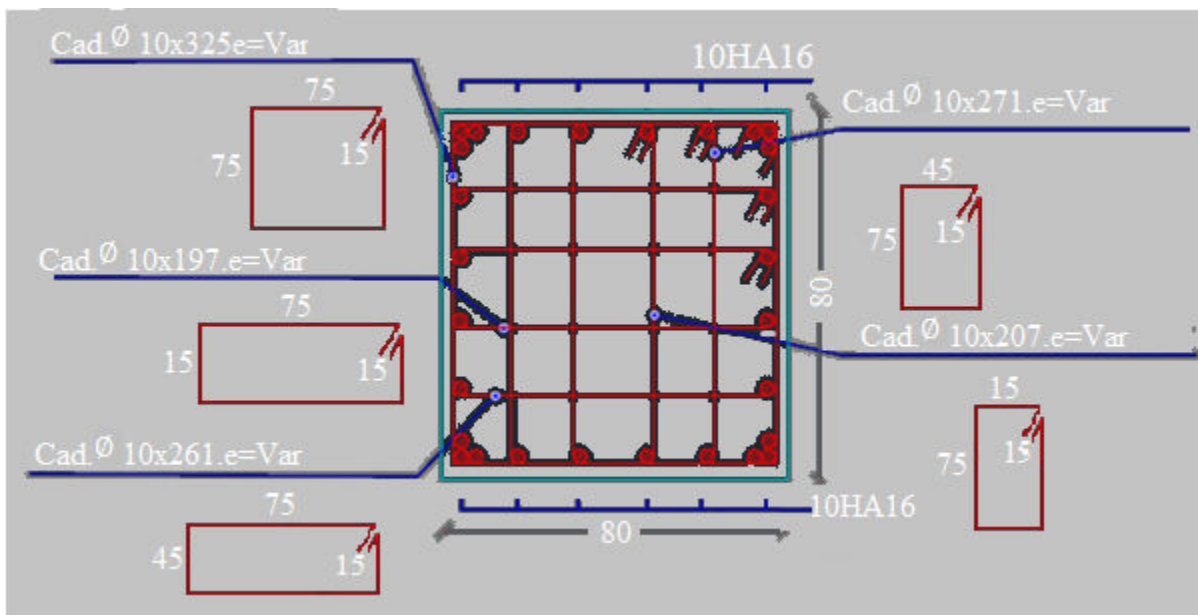


Figure VI-9 : Coupe de ferrailage des poteaux 80×80 cm<sup>2</sup>

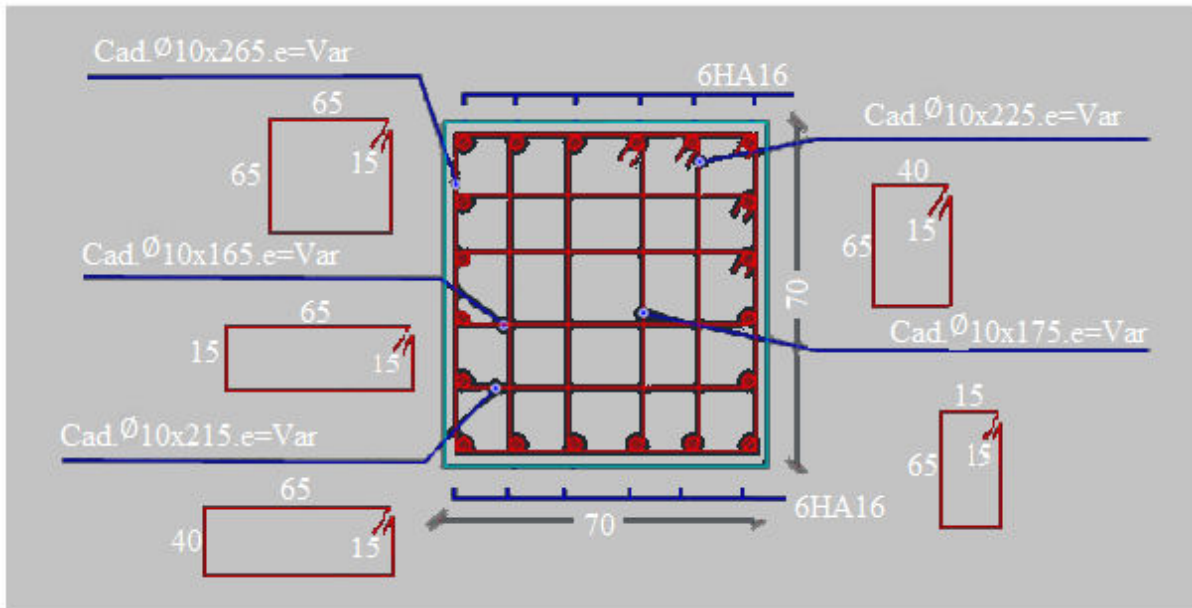


Figure VI-10 : Coupe de ferrailage des poteaux 70×70 cm<sup>2</sup>

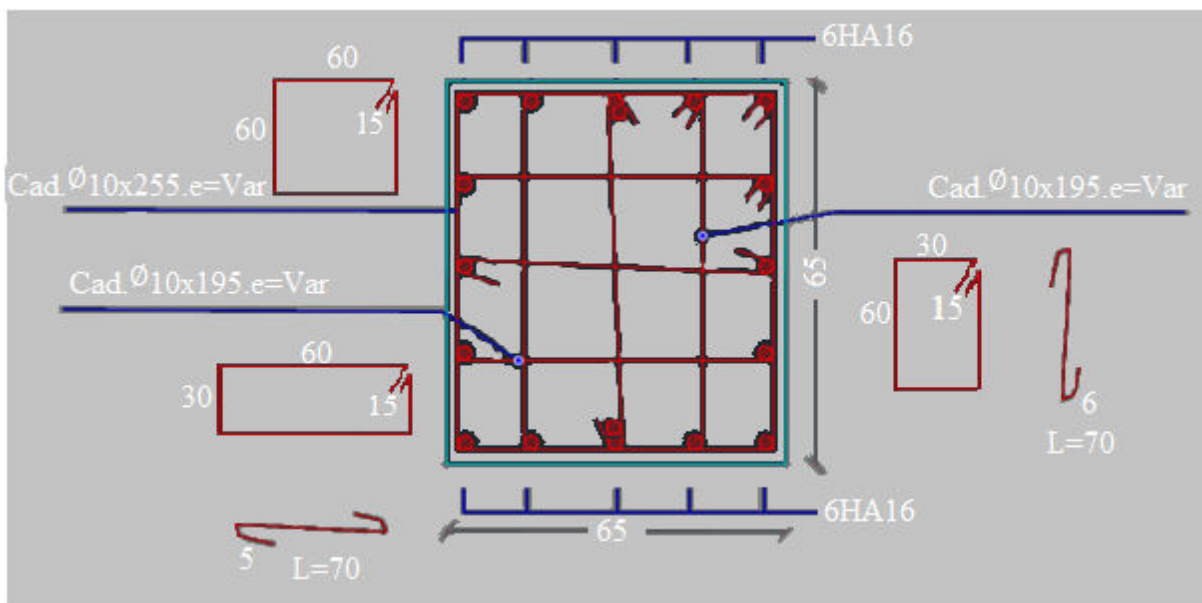
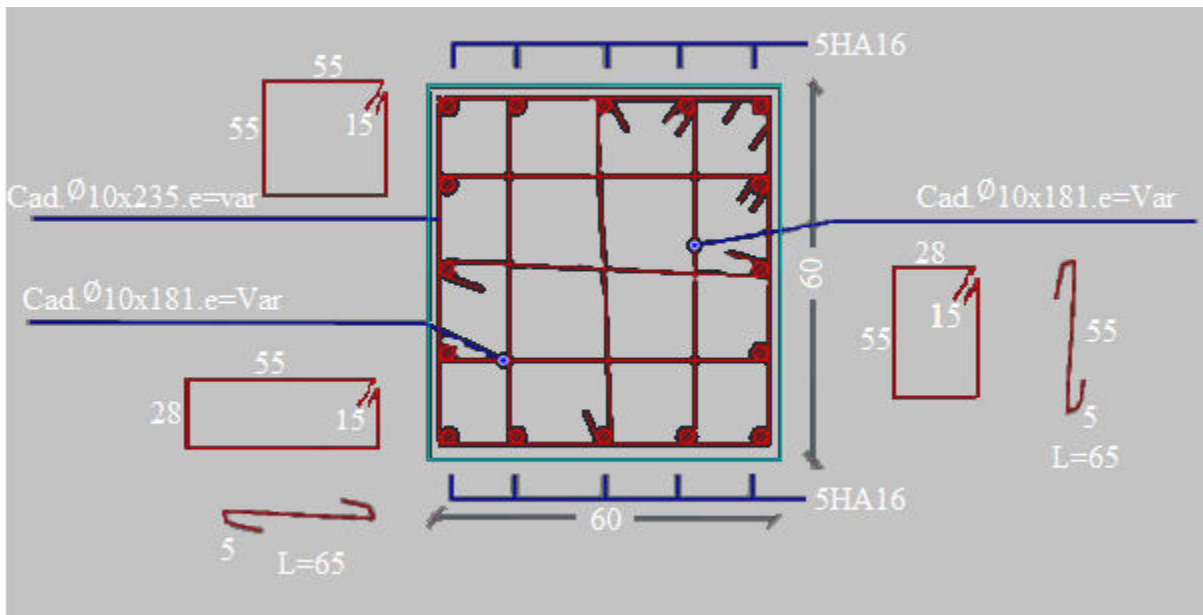
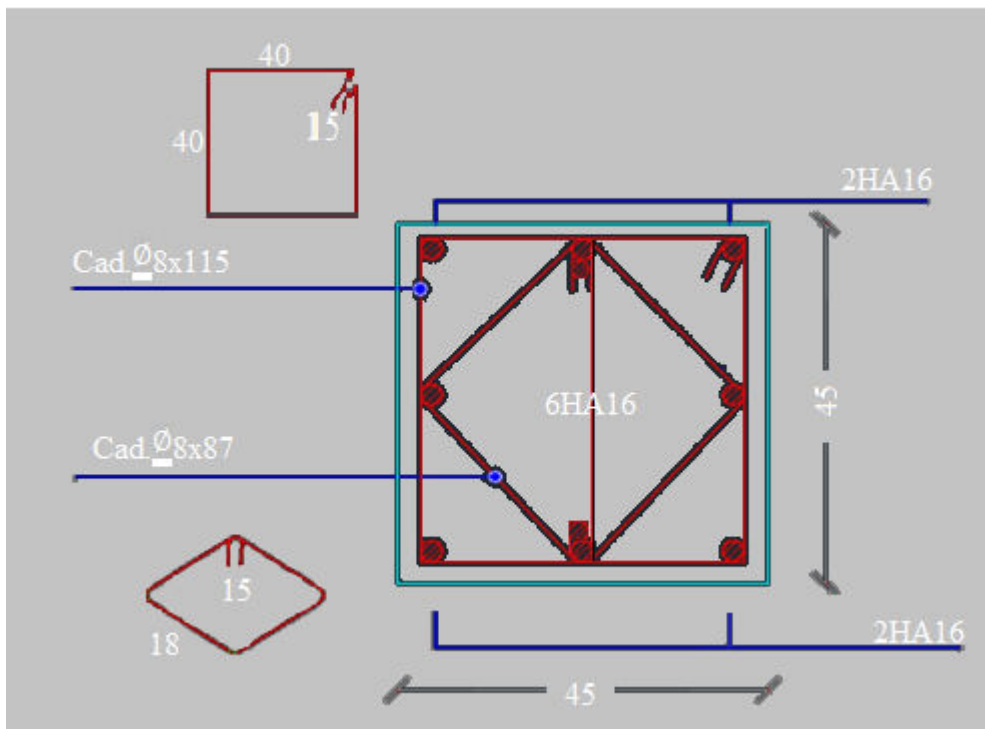


Figure VI-11 : Coupe de ferrailage des poteaux 65×65 cm<sup>2</sup>



**Figure VI-12 :** Coupe de ferrailage des poteaux 60x60 cm<sup>2</sup>



**Figure VI-13 :** Coupe de ferrailage des poteaux 45x45 cm<sup>2</sup>



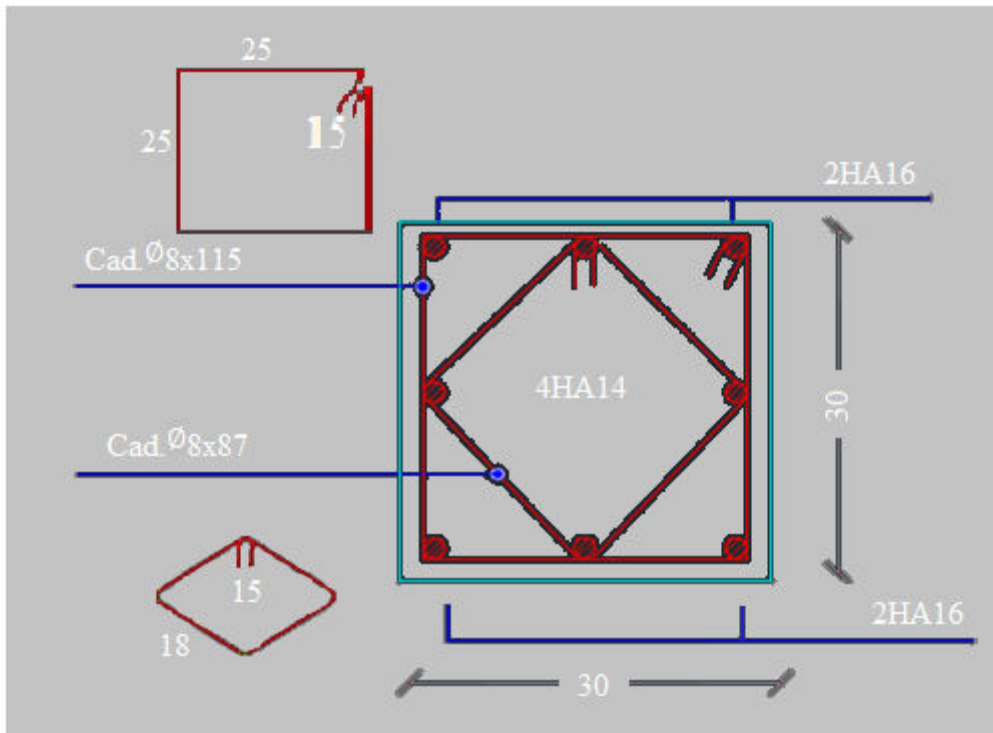


Figure VI-14 : Coupe de ferrailage des poteaux 30x30 cm<sup>2</sup>

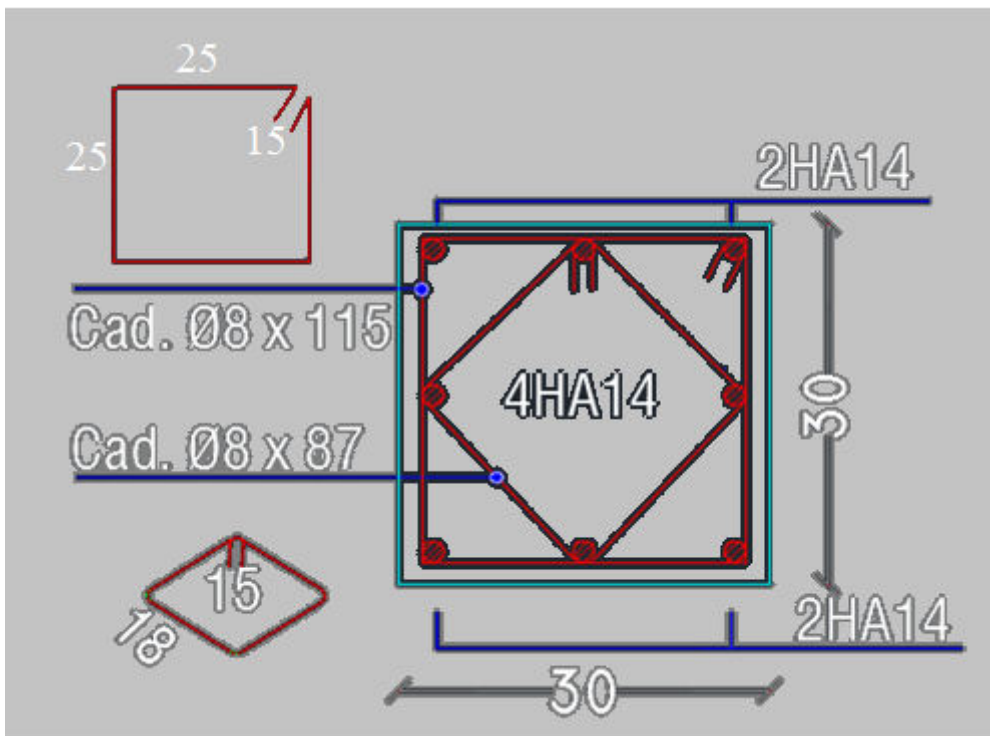


Figure VI-15 : Coupe de ferrailage des poteaux 30x30 cm<sup>2</sup> (terrasse)

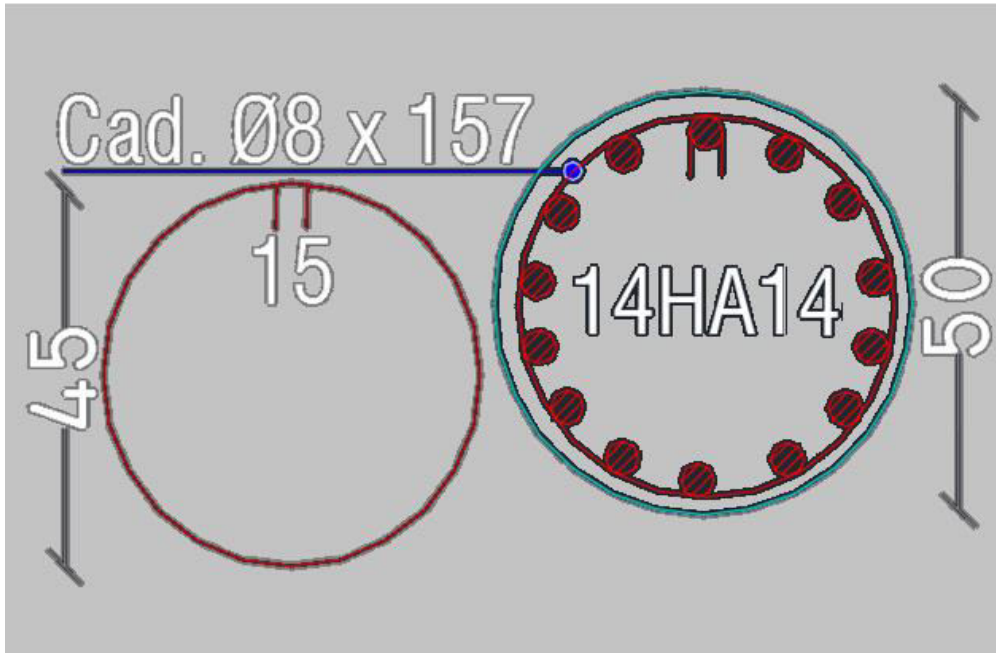


Figure VI-16 : Coupe de ferrailage des poteaux circulaires D = 50cm de niveau RDC.

### III. Etude du ferrailage des poutres :

#### III.1. Définition :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

##### a) Types de poutres :

Les poutres en béton armé peuvent avoir des formes diverses :

- ✓ carrée ;
- ✓ rectangulaire ;
- ✓ en forme de T, L, I, U, etc.
- ✓ trapézoïdale.

##### b) Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux des poutres doit être de 0,5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante ;
- ✓ 6% en zone de recouvrement.

Remarquons que pour les poutres le pourcentage minimal des armatures longitudinales est indépendant de la zone d'implantation de l'ouvrage et ce contrairement aux poteaux. Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement ( $l_{\min}$ ) est de  $40\phi$  en zones I et II et de  $50\phi$  en zone III.

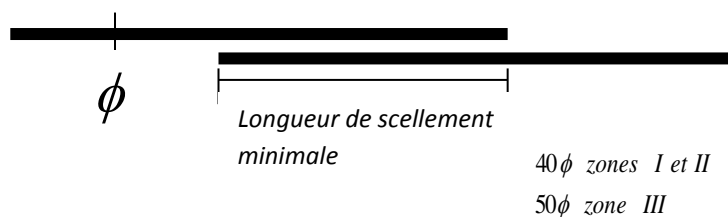
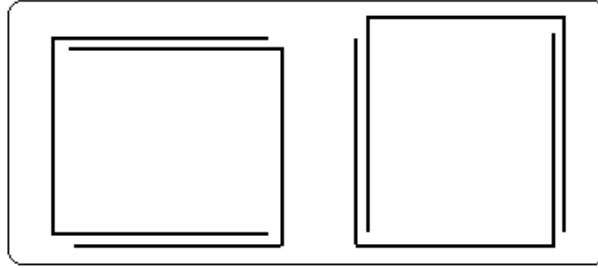


Figure VI-17 : Recouvrement des aciers dans les poutres.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°. Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U (figure VI.18) superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés). Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées.



**Figure VI-18 :** Détail d'un cours d'armatures transversales dans la zone nodale.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres. On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de 3 cadres par nœud.

**c) Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par l'expression suivante :

$$A_t = 0,003(s.b)$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$s \leq \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$$

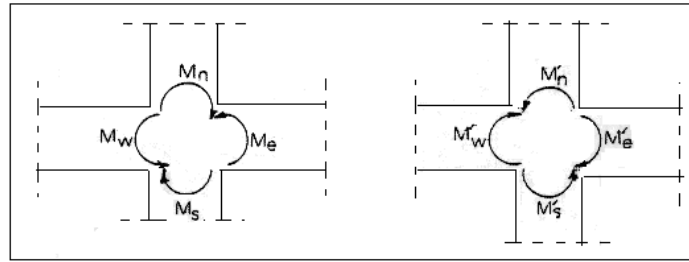
En dehors de la zone nodale :

$$s \leq h/2$$

La valeur du diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**d) Spécifications pour les nœuds poteaux – poutres :**

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1,25 (Figure VI-19).



$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25(|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1,25(|M'_w| + |M'_e|)$$

**Figure VI-19 :** Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les 2 derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

### III.2. Méthode de calcul des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 / version 2003 pour la vérification.

Dans nos poutres il y'a des poutres continues qui ont dépassée 25 mètre donc selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.5.1) il faut entrer le calcul d'effet de température.

Selon le CBA 93 (Art A.3.1.3.3) :

- ✓ En Algérie du Nord (climat tempéré) : +35°C et -15°C
- ✓ Pour les proche et le moyen Sud : +45°C et -20°C
- ✓ Pour l'extrême Sud : +50°C et -30°C
- ✓ Pour notre cas On prend : +35°C et -15°C

Les combinaisons d'action sont les suivantes :

La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :

- 1,35G + 1,50Q.....(ELU)
- 1,35G + 1,5T + Q.....(ELU)
- 1,35G + 1,50Q + 0,8T.....(ELU)
- G + Q .....(ELS)
- G + T + 0,77 Q.....(ELS)
- G + Q + 0,6 T.....(ELS)

## CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

- ❖ Pour les poutres dans l'axe X
  - ✓  $G + Q \pm E_x$
  - ✓  $0,8G \pm E_x$
- ❖ Pour les poutres dans l'axe Y
  - ✓  $G + Q \pm E_y$
  - ✓  $0,8G \pm E_y$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

### a) L'étude des Poutres principales :

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcule le ferrailage de toute les poutres principales de chaque étage ensemble.

**Tableau VI-7** : Exemple de calcul des armatures longitudinales (15<sup>ème</sup> étage)

| Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | ELU                          |                              | ELS                          |                              | ACC                         |                             |
|-------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
|                               | Mut <sub>max</sub><br>(KN.m) | Mua <sub>max</sub><br>(KN.m) | Mst <sub>max</sub><br>(KN.m) | Msa <sub>max</sub><br>(KN.m) | Mt <sub>max</sub><br>(KN.m) | Ma <sub>max</sub><br>(KN.m) |
| <b>35x45</b>                  | 111,07                       | -160,99                      | 81,03                        | -117,32                      | 55,07                       | -153,47                     |

### ❖ Calcul des armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

- ✓  $h = 0,45 \text{ m}$  ;
- ✓  $b = 0,35 \text{ m}$  ;
- ✓  $d = 0,9 \times h = 0,405 \text{ m}$
- ✓  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;
- ✓  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;
- ✓  $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$  ;
- ✓  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ .

**Etat limite ultime :**

**Ferraillage en travée :**

En règle générale, le ferraillage en travée des poutres se déduit de la combinaison déduite de l'état limite ultime qui intègre le maximum de charges verticales et néglige les charges horizontales :

$$\{1,35G+1,5Q\}.$$

Moment maximal en travée :  $M_{ut} = 111,07 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$

$$\checkmark \mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{111,07 \times 10^{-3}}{0,35 \times 14,20 \times (0,405)^2} = 0,0425$$

$$\checkmark \mu_u = 0,0425 < \mu_r = 0,392$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires  $\Rightarrow A' = 0$

$$\checkmark \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0425})$$

$$\checkmark \alpha = 0,0543$$

$$\checkmark Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,0543)$$

$$\checkmark Z = 0,396 \text{ m}$$

$$\checkmark A_{st} = \frac{M_{Utr}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{49,50 \times 10^{-3}}{0,396 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 3,59 \text{ cm}^2$$

**Ferraillage en appui :**

Moment en appui :  $M_{u \text{ app}} = -160,99 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$

$$\checkmark \mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{160,99 \times 10^{-3}}{0,35 \times 14,20 \times (0,405)^2} = 0,197$$

$$\checkmark \mu_u = 0,197 < \mu_r = 0,392$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires  $\Rightarrow A' = 0$

$$\checkmark \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,197})$$

$$\checkmark \alpha = 0,277$$

$$\checkmark Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,277)$$

$$\checkmark Z = 0,360 \text{ m}$$

$$\checkmark A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{160,99 \times 10^{-3}}{0,360 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 12,85 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité**

La section minimale :  $A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,35 \times 0,405 \times \frac{2,1}{400} = 1,71 \text{ cm}^2$

$A_{st \min} \geq 1,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Etat limite accidentelle :**

**Ferraillage en travée :**

Puisque l'action du sismique est prise en compte, le coefficient de sécurité du béton devient égal à 1,15.

Moment maximal en travée :  $M_{acct} = 70,40 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$

✓  $\mu_u = \frac{M_{acct}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{70,40 \times 10^{-3}}{0,35 \times 18,48 \times (0,405)^2} = 0,0864$  ;

✓  $f_{bc} = \frac{f_{c28} \times 0,85}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{St} = 400 \text{ MPa}$

✓  $\mu_u = 0,0864 < \mu_r = 0,392$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires  $\Rightarrow A' = 0$

✓  $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0864})$

✓  $\alpha = 0,113$

✓  $Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,113)$   $Z = 0,387 \text{ m}$

✓  $A_{st} = \frac{M_{acct}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{70,40 \times 10^{-3}}{0,326 \times 400} \Rightarrow A_{st} = 4,54 \text{ cm}^2$

**Ferraillage en appui :**

Moment en appui :  $M_{u \text{ app}} = -172,28 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$

✓  $\mu_u = \frac{M_{accapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{172,28 \times 10^{-3}}{0,35 \times 18,48 \times (0,405)^2} = 0,162$

✓  $\mu_u = 0,162 < \mu_r = 0,392$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires  $\Rightarrow A' = 0$

✓  $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,162})$

✓  $\alpha = 0,222$

✓  $Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,222)$

✓  $Z = 0,369 \text{ m}$



$$\checkmark A_{st} = \frac{M_{accapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{172,28 \times 10^{-3}}{0,369 \times 400} \Rightarrow A_{sa} = 11,67 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

La section minimale :  $A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,35 \times 0,405 \times \frac{2,1}{400} = 1,71$

$A_{st \text{ min}} \geq 1,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Finalement :**

$\checkmark A_{st} = \max(3,59 ; 4,54) = 4,54 \text{ cm}^2$

On adopte en travée : **3×HA14** de section :  $4,62 \text{ cm}^2$

$\checkmark A_{app} = \max(12,85 ; 11,67) = 12,85 \text{ cm}^2$

On adopte en appui : **7HA16** de section :  $14,07 \text{ cm}^2$

**Condition du RPA 99 / version 2003 :**

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 35 \times 45 = 7,88 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée.

Car on a choisi : **3×HA14+7×HA16 = 18,69 cm<sup>2</sup>**

**Etat limite service :**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$\checkmark \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ ; Avec :  $\gamma = \frac{Mu}{Ms} \Rightarrow \gamma = \frac{49,50}{35,22} = 1,41$

$\checkmark \frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455$  Avec :  $\alpha = 0,0543$  (ELU)

$\checkmark 0,0543 \leq 0,455 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Ferrailage en appui :**

$\gamma = \frac{160,99}{117,32} = 1,37 \Rightarrow \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$  Avec :  $\alpha = 0,277$  (ELU)

$0,277 \leq 0,435 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ .

**Vérification au cisaillement :**

$\checkmark \tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \tau_u = \frac{126,18 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,45} = 0,76 \text{ MPa}$ . Pour des fissurations peu nuisibles

$\checkmark \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$

$\checkmark \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales :

✓  $\emptyset t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$

✓  $\emptyset t \leq \min (1,29 ; 1,60 ; 3,5)$  On prend :  $\emptyset t = \Phi 10\text{mm}$

**Calcul d'espacement des cadres**

D'après le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) on a :

✓ Zone nodale  $St \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm} \right)$

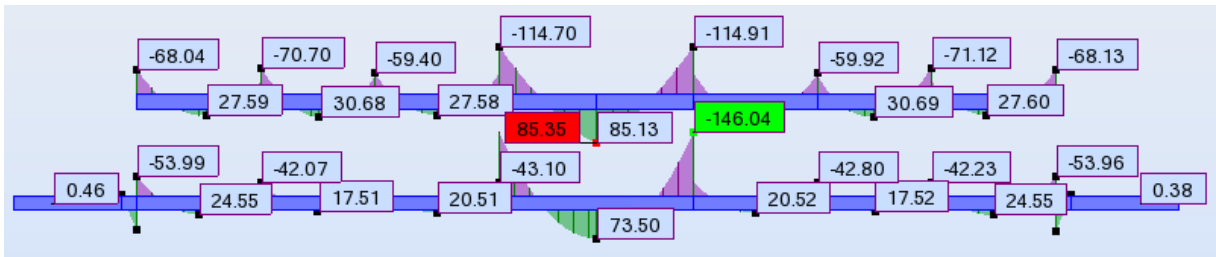
✓  $St \leq \min (11,25 ; 12\phi_l ; 30\text{cm})$  On prend :  $St = 10\text{cm}$

✓ Zone courante :  $St \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5\text{cm}$  On prend :  $St = 15\text{cm}$

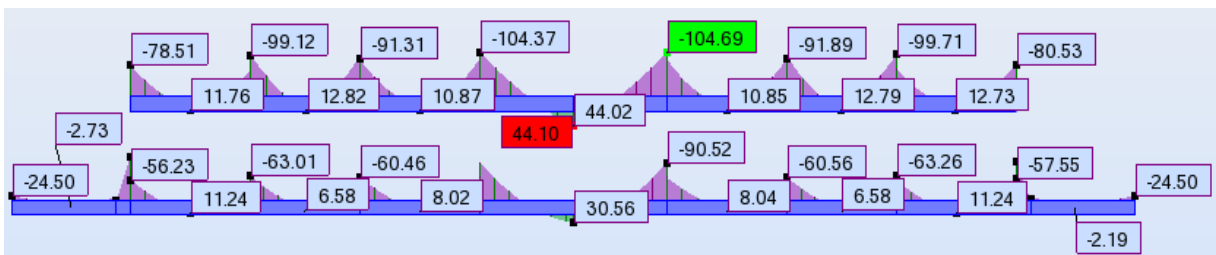
Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\emptyset_t$  minimum

✓  $10\emptyset_t = 10 \times 1,6 = 16\text{ cm}$  ; alors on adopte longueur de 20 cm.

✓ Longueur de la zone nodale :  $h' = 2 \times h = 90\text{cm} \Rightarrow h' = 90\text{cm}$

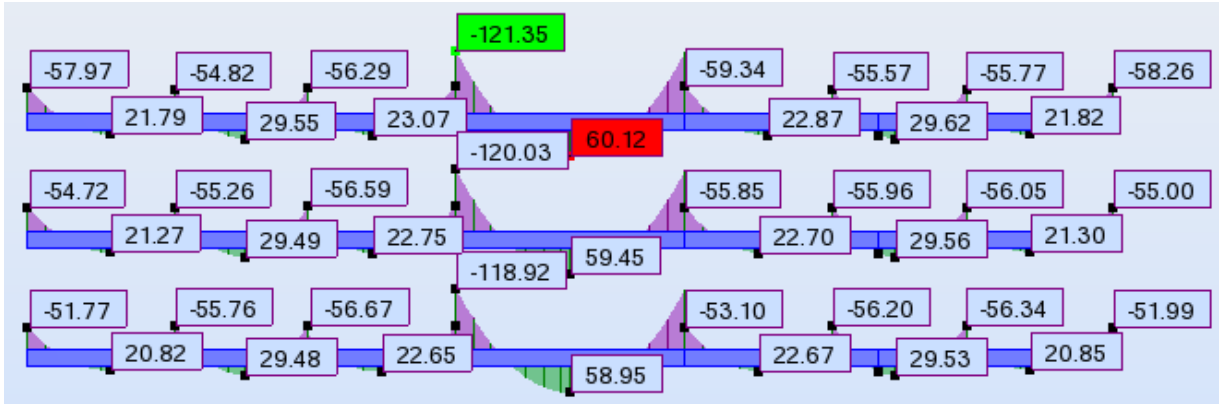


**Figure VI-20 :** Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée de 1<sup>er</sup> étage et RDC. (Combinaison ELU).

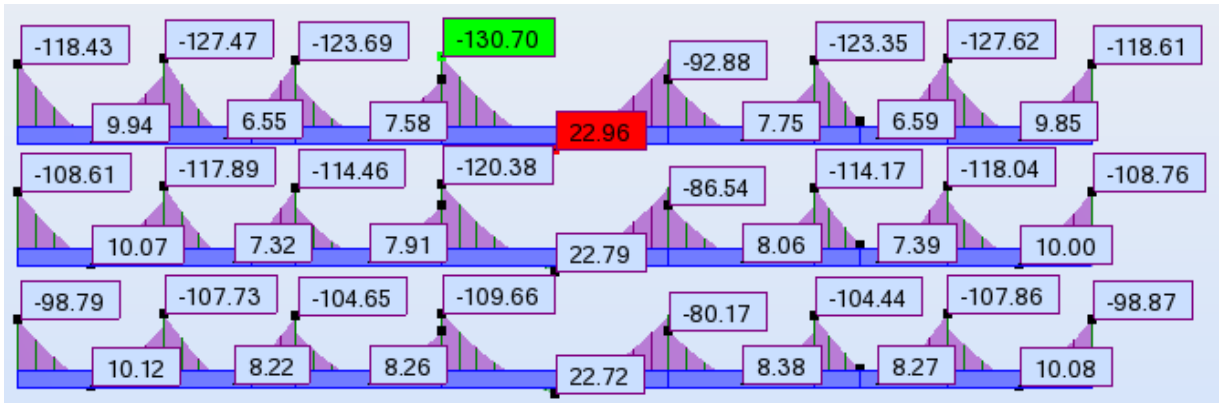


**Figure VI-21 :** Diagramme des moments des poutres principales au niveau appuis de 1<sup>er</sup> étage et RDC. (Combinaison 0.8G+EX).

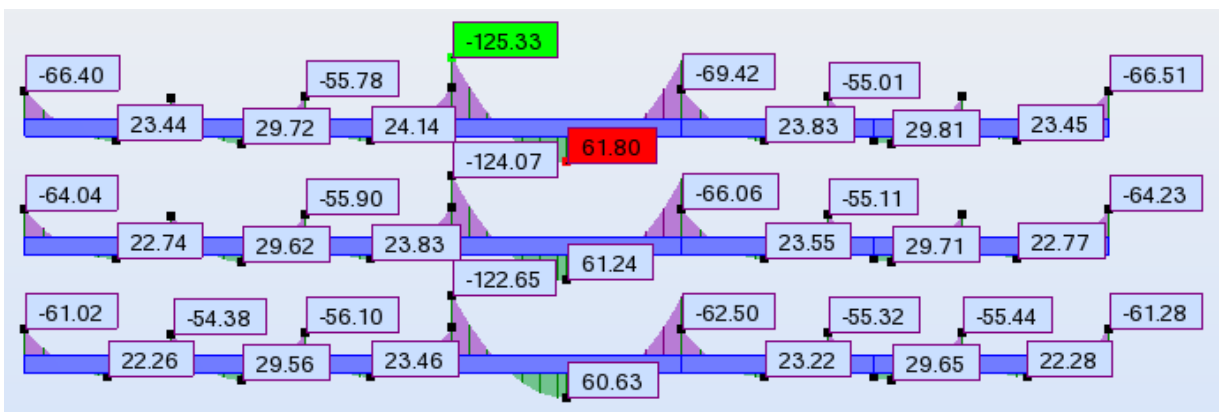
## CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.



**Figure VI-22 :** Diagramme des moments des poutres principales au niveau travée de 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> et de 4<sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU).

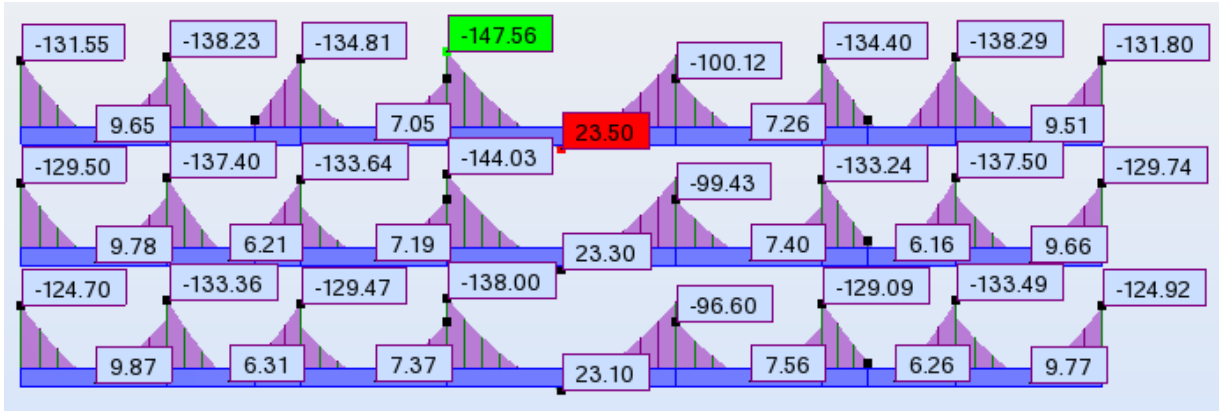


**Figure VI-23 :** Diagramme des moments des poutres principales au niveau appuis de 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> et de 4<sup>ème</sup> étage (Combinaison 0.8G+EX).

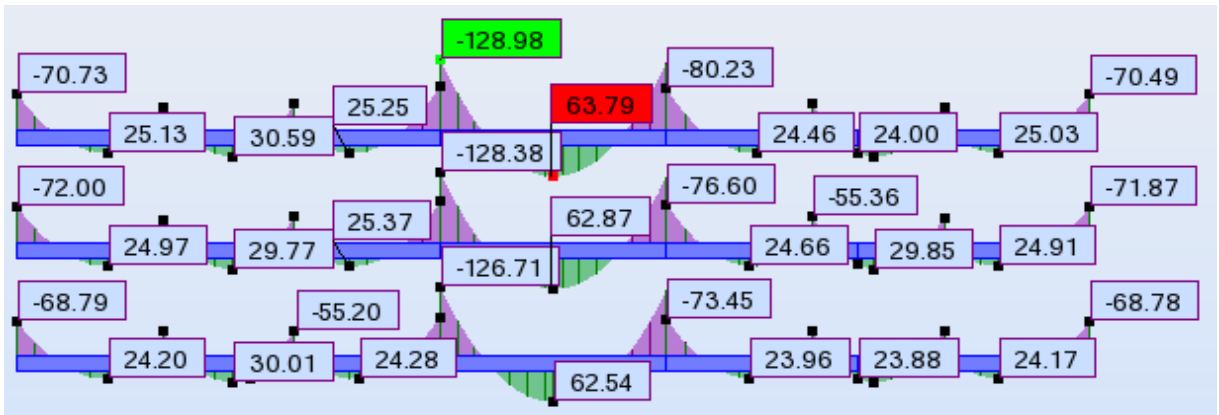


**Figure VI-24 :** Diagramme des moments des poutres principales au niveau travée de 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> et de 7<sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU).

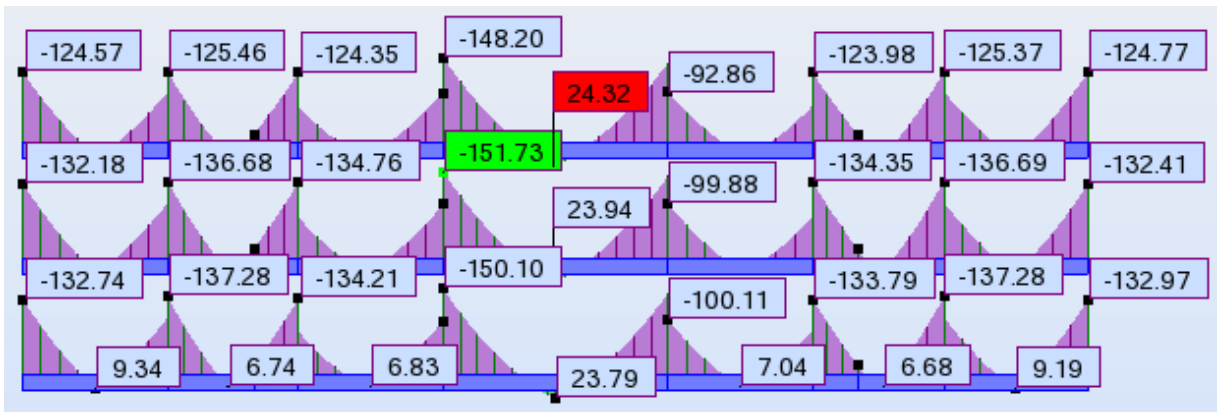
## CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.



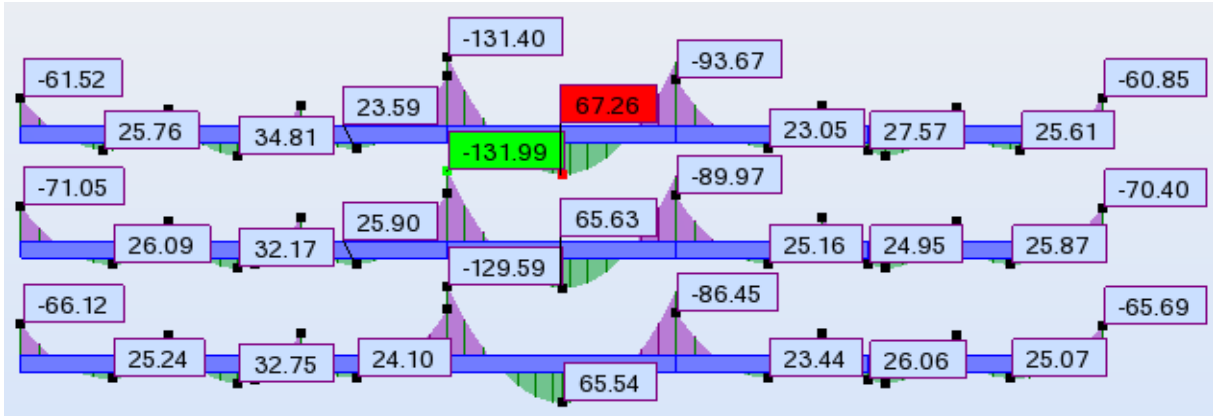
**Figure VI-25** : Diagramme des moments des poutres principales au niveau appuis de 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> et de 7<sup>ème</sup> étage (Combinaison 0.8G+EX).



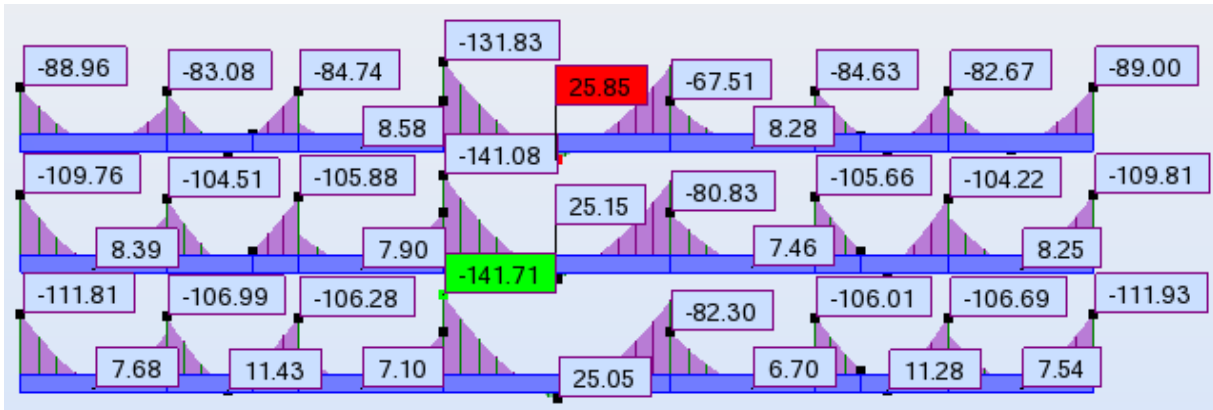
**Figure VI-26** : Diagramme des moments des poutres principales au niveau travée de 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> et de 10<sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU).



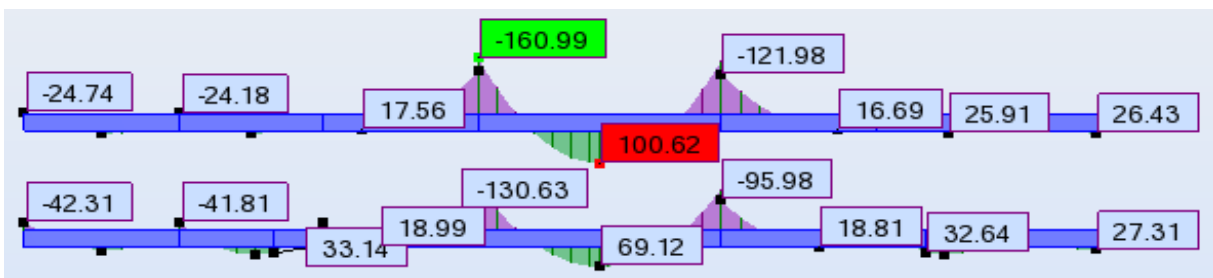
**Figure VI-27** : Diagramme des moments des poutres principales au niveau appuis de 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> et de 10<sup>ème</sup> étage (Combinaison 0.8G+EX).



**Figure VI-28 :** Diagramme des moments des poutres principales au niveau travée de 11<sup>ème</sup> et 12<sup>ème</sup> et 13<sup>ème</sup> (Combinaison ELU).

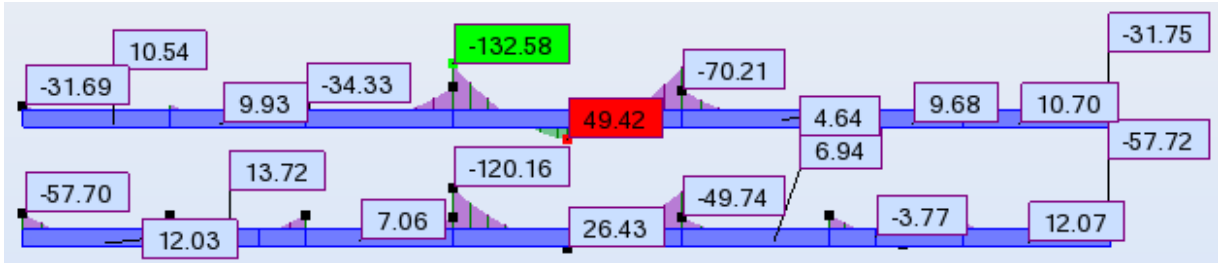


**Figure VI-29 :** Diagramme des moments des poutres principales au niveau appuis de 11<sup>ème</sup> et 12<sup>ème</sup> et 13<sup>ème</sup> (Combinaison G+Q+EX).



**Figure VI-30 :** Diagramme des moments des poutres principales au niveau travée de 14<sup>ème</sup> et 15<sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU).

## CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.



**Figure VI-31** : Diagramme des moments des poutres principales au niveau de 14<sup>ème</sup> et 15<sup>ème</sup> étage  
(Combinaison G+Q+EX).

**Tableau VI-8** : Ferrailage des poutres principales

| Type de poutre          | Travée           |                     | Appui            |                     | Ast choix des armatures |                   |
|-------------------------|------------------|---------------------|------------------|---------------------|-------------------------|-------------------|
|                         | A <sub>cal</sub> | A <sub>choisi</sub> | A <sub>cal</sub> | A <sub>choisi</sub> | Travée                  | Appuis            |
| Terrasse                | 6,70             | 6,88                | 4,50             | 4,62                | 3HA14+2HA12             | 3HA14             |
| 15 <sup>ème</sup> étage | 7,20             | 8,10                | 12,10            | 15,14               | 3HA14+3HA12             | 3HA16+3HA16+2HA14 |
| 14 <sup>ème</sup> étage | 7,20             | 8,10                | 12,10            | 15,14               | 3HA14+3HA12             | 3HA16+3HA16+2HA14 |
| 13 <sup>ème</sup> étage | 4,90             | 6,03                | 9,70             | 9,11                | 3HA16                   | 3HA16+2HA14       |
| 12 <sup>ème</sup> étage | 4,90             | 6,03                | 9,70             | 9,11                | 3HA16                   | 3HA16+2HA14       |
| 11 <sup>ème</sup> étage | 4,90             | 6,03                | 9,70             | 9,11                | 3HA16                   | 3HA16+2HA14       |
| 10 <sup>ème</sup> étage | 4,50             | 6,03                | 9,60             | 9,11                | 3HA16                   | 3HA16+2HA14       |
| 9 <sup>ème</sup> étage  | 4,50             | 6,03                | 9,60             | 9,11                | 3HA16                   | 3HA16+2HA14       |
| 8 <sup>ème</sup> étage  | 4,50             | 6,03                | 9,60             | 9,11                | 3HA16                   | 3HA16+2HA14       |
| 7 <sup>ème</sup> étage  | 4,30             | 4,62                | 9,30             | 9,11                | 3HA14                   | 3HA16+2HA14       |
| 6 <sup>ème</sup> étage  | 4,30             | 4,62                | 9,30             | 9,11                | 3HA14                   | 3HA16+2HA14       |
| 5 <sup>ème</sup> étage  | 4,30             | 4,62                | 9,30             | 9,11                | 3HA14                   | 3HA16+2HA14       |
| 4 <sup>ème</sup> étage  | 4,20             | 4,62                | 8,90             | 9,11                | 3HA14                   | 3HA16+2HA14       |
| 3 <sup>ème</sup> étage  | 4,20             | 4,62                | 8,90             | 9,11                | 3HA14                   | 3HA16+2HA14       |
| 2 <sup>ème</sup> étage  | 4,20             | 4,62                | 8,90             | 9,11                | 3HA14                   | 3HA16+2HA14       |
| 1 <sup>ère</sup> étage  | 6,10             | 6,88                | 10,90            | 12,06               | 3HA14+2HA12             | 3HA16+3HA16       |
| RDC                     | 6,10             | 6,88                | 10,90            | 12,06               | 3HA14+2HA12             | 3HA16+3HA16       |

b) L'étude des Poutres secondaires :

Les mêmes étapes des calculs faites pour le calcul de ferrailage des poutres secondaires et les résultats réduits dans le tableau VI-9.

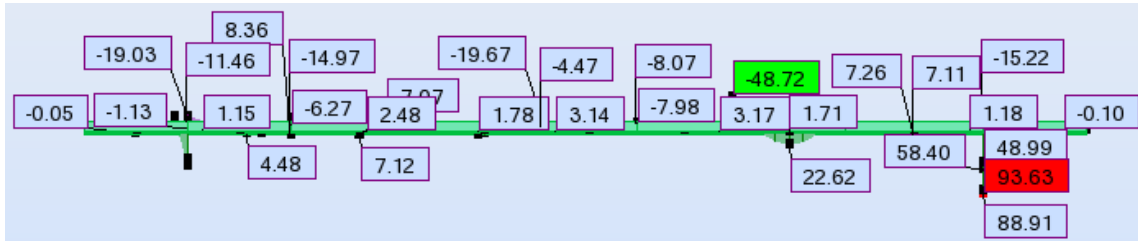


Figure VI- 32 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée et appuis de RDC. (Combinaison ELU).

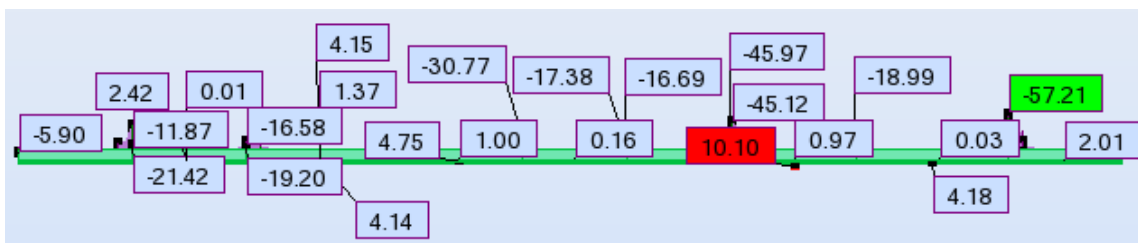


Figure VI- 33 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de travée et appuis RDC. (Combinaison 0.8G+EY).

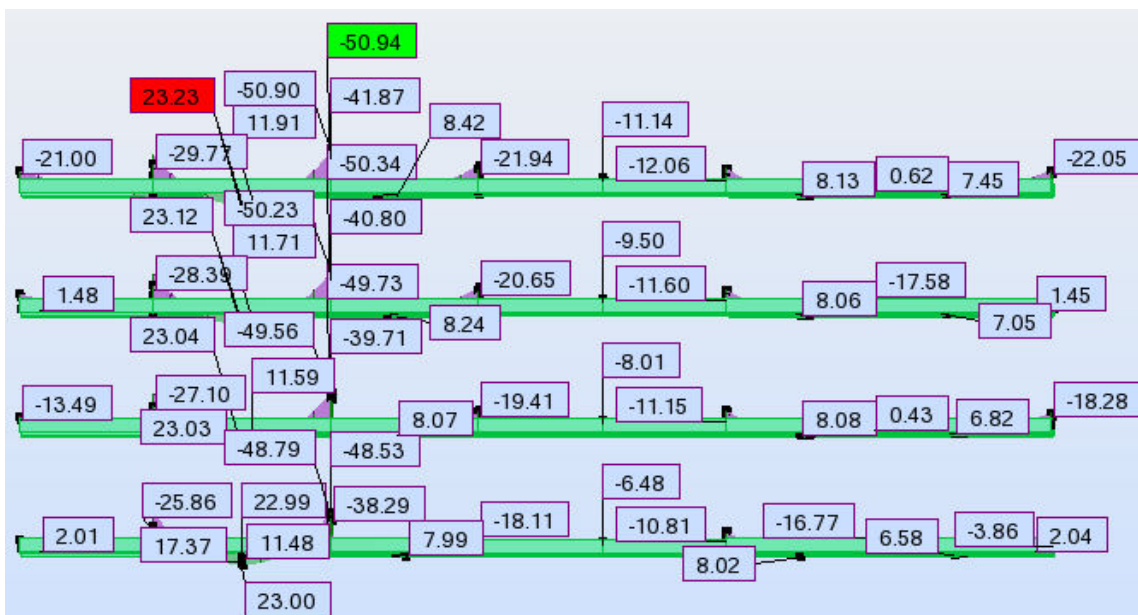
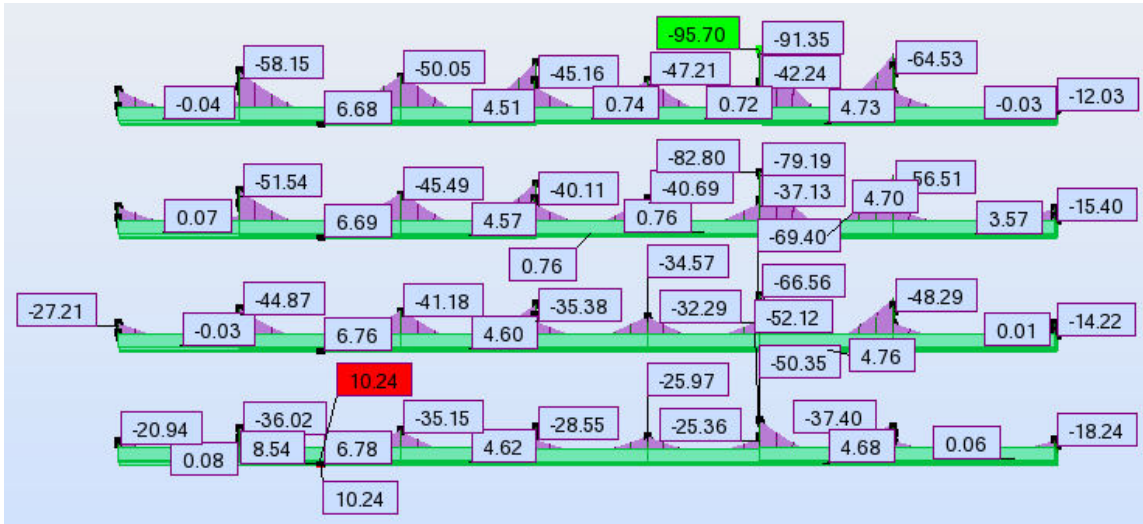
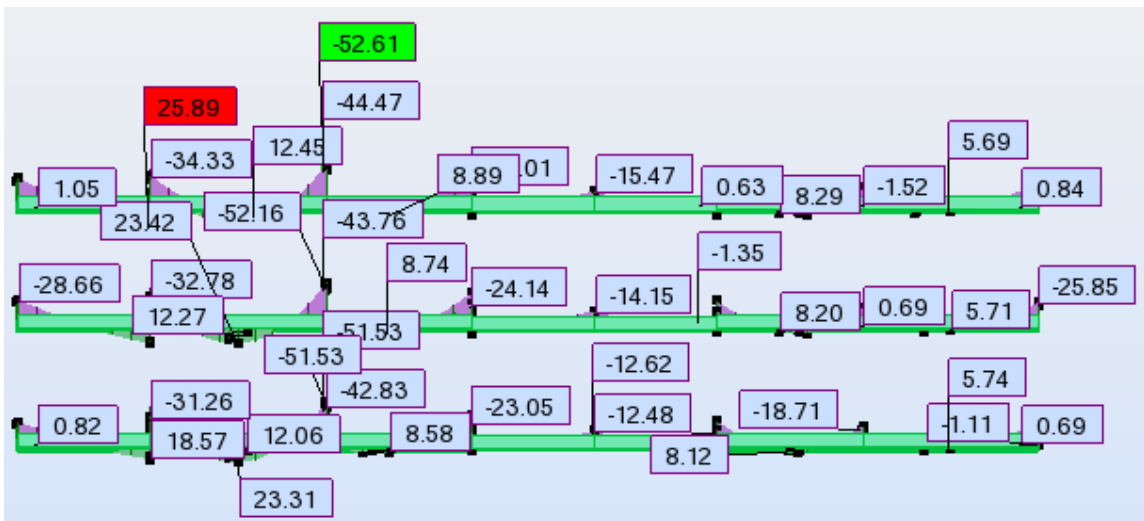


Figure VI-34 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée et appuis de 1<sup>ème</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU).



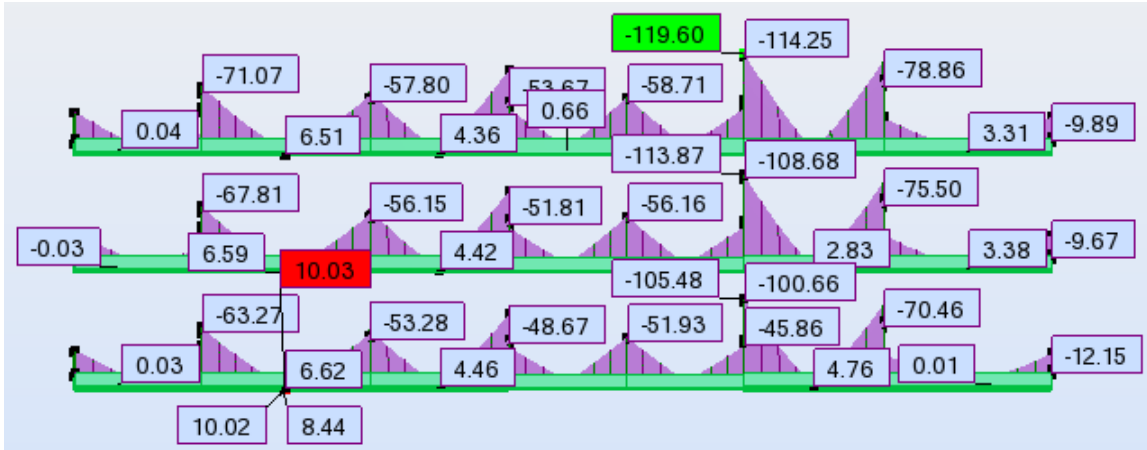
**Figure VI-35 :** Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée et appuis de 1<sup>ème</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage (Combinaison 0.8G+EY).



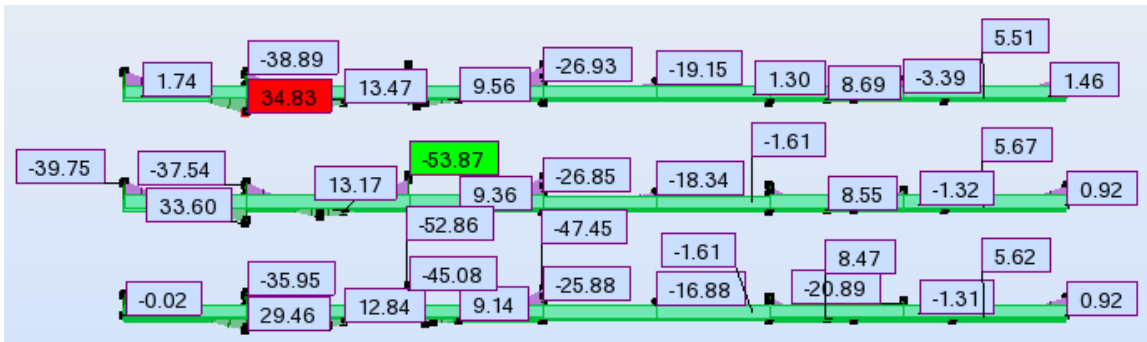
**Figure VI-36 :** Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée et appuis de 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU).



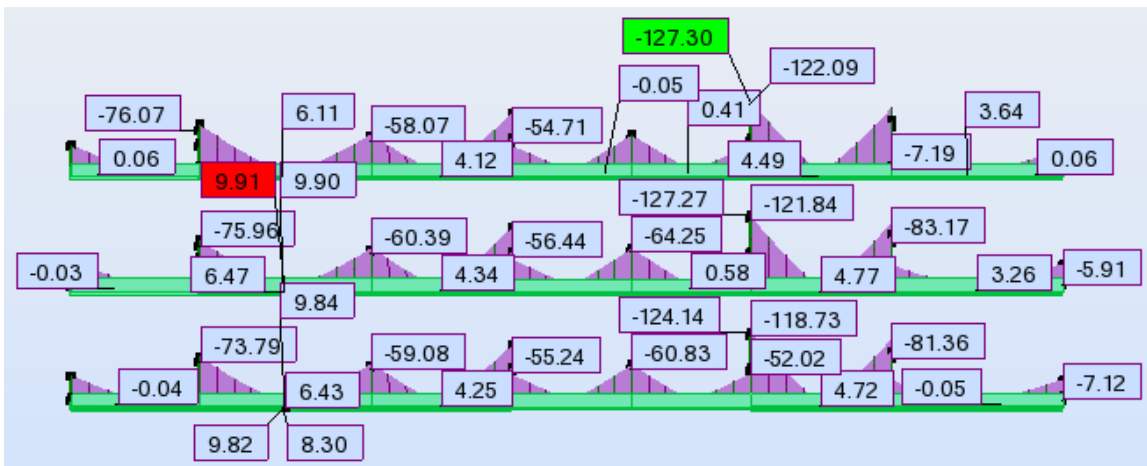
## CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.



**Figure VI-37 :** Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée et appuis de 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> et étage et 7<sup>ème</sup> étage (Combinaison 0.8G+EY).

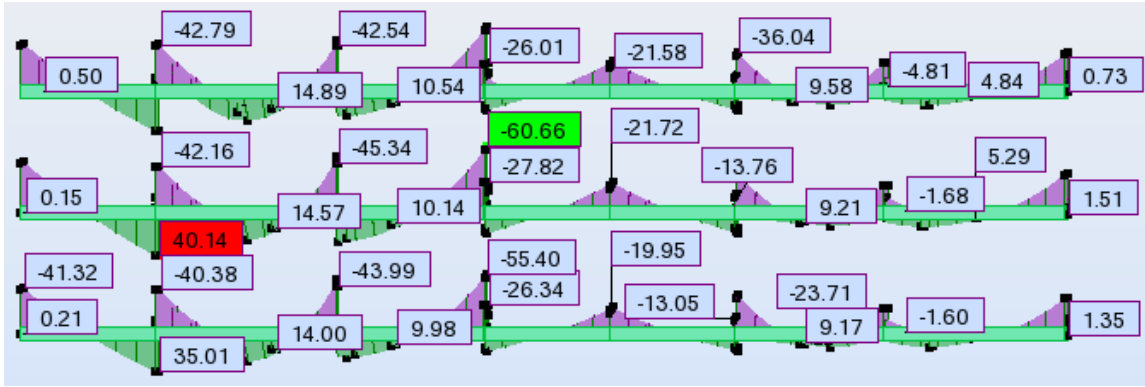


**Figure VI-38 :** Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée et appuis de 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> et de 10<sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU).

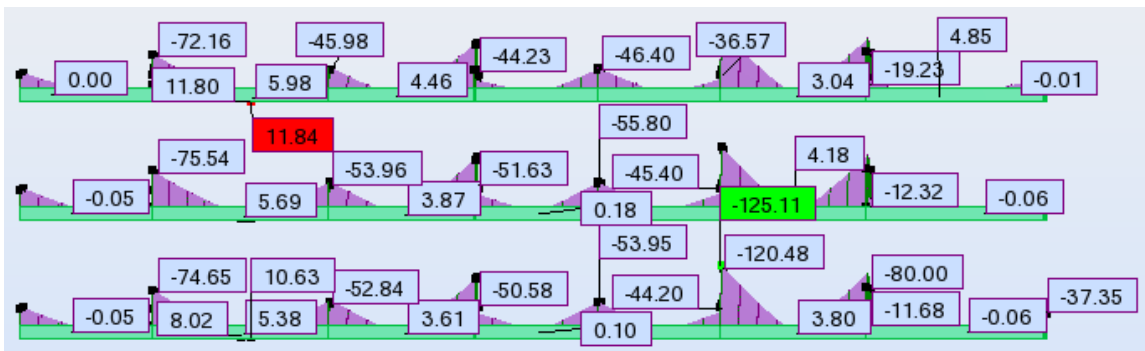


**Figure VI-39 :** Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de travée et appuis de 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> étage (Combinaison 0.8G+EY).

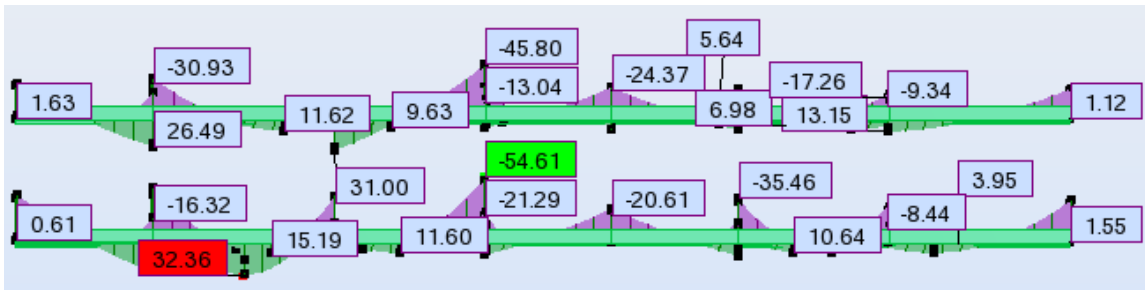
## CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.



**Figure VI-40 :** Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée et appuis de 11<sup>ème</sup>, 12<sup>ème</sup> et de 13<sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU)

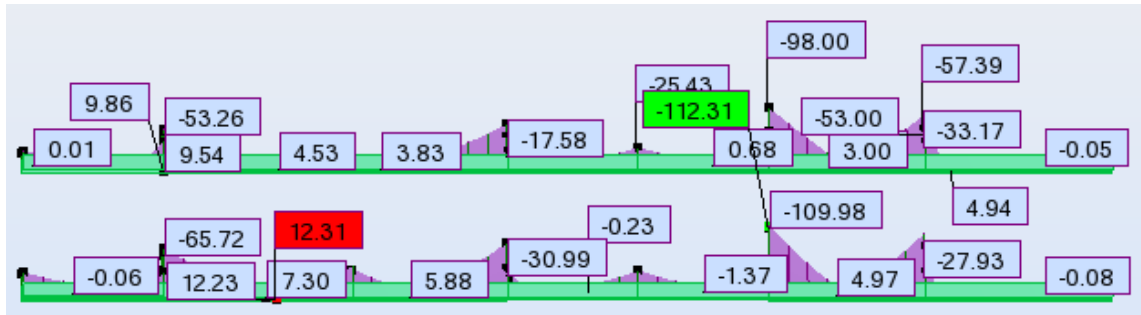


**Figure VI-41 :** Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de travée et appuis de 11<sup>ème</sup>, 12<sup>ème</sup> et 13<sup>ème</sup> étage (Combinaison 0.8G+EX).



**Figure VI-42 :** Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée et appuis de 14<sup>ème</sup> et 15<sup>ème</sup> étage (Combinaison ELU)

## CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.



**Figure VI-43 :** Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de travée et appuis de 14<sup>ème</sup> et 15<sup>ème</sup> étage (Combinaison 0.8G+EX).

**Tableau VI-9 :** Résultats de calcul de ferrailage des poutres secondaires.

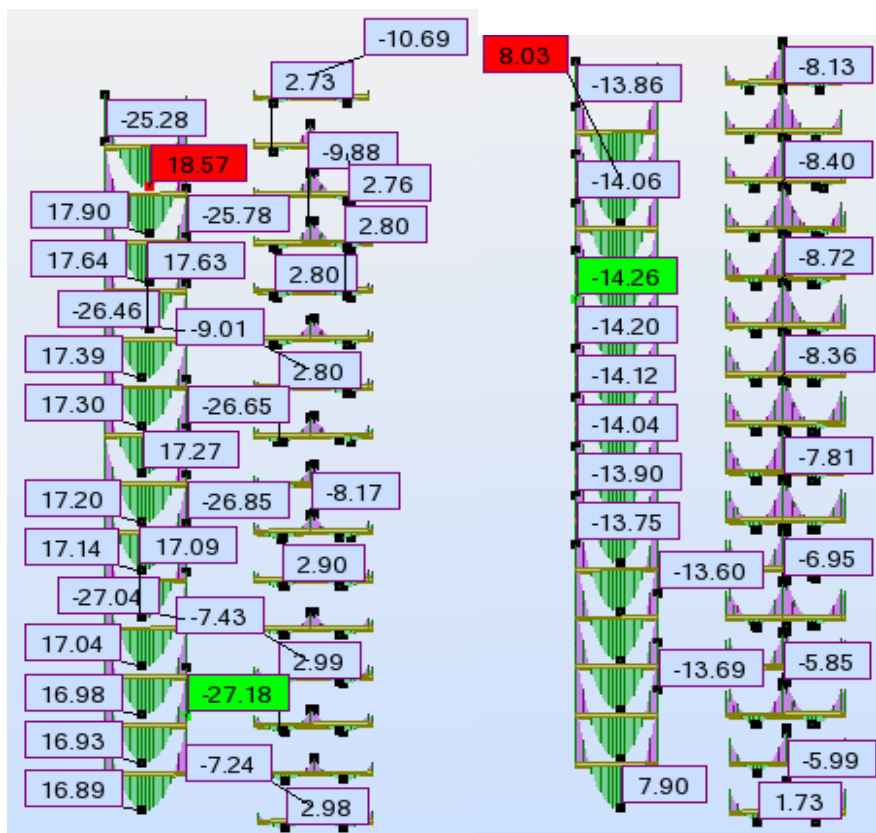
| Type de poutre          | Travée           |                     | Appui            |                     | Ast choix des armatures |                    |
|-------------------------|------------------|---------------------|------------------|---------------------|-------------------------|--------------------|
|                         | A <sub>cal</sub> | A <sub>choisi</sub> | A <sub>cal</sub> | A <sub>choisi</sub> | Travée                  | Appuis             |
| Terrasse                | 1,60             | 3,39                | 2,9              | 3,39                | <b>3HA12</b>            | <b>3HA12</b>       |
| 15 <sup>ème</sup> étage | 3,00             | 4,62                | 9,70             | 10,65               | <b>3HA14</b>            | <b>3HA14+3HA16</b> |
| 14 <sup>ème</sup> étage | 3,00             | 4,62                | 9,70             | 10,65               | <b>3HA14</b>            | <b>3HA14+3HA16</b> |
| 13 <sup>ème</sup> étage | 3,70             | 4,62                | 11,00            | 12,06               | <b>3HA14</b>            | <b>3HA16+3HA16</b> |
| 12 <sup>ème</sup> étage | 3,70             | 4,62                | 11,00            | 12,06               | <b>3HA14</b>            | <b>3HA16+3HA16</b> |
| 11 <sup>ème</sup> étage | 3,70             | 4,62                | 11,00            | 12,06               | <b>3HA14</b>            | <b>3HA16+3HA16</b> |
| 10 <sup>ème</sup> étage | 3,20             | 4,62                | 11,20            | 12,06               | <b>3HA14</b>            | <b>3HA16+3HA16</b> |
| 9 <sup>ème</sup> étage  | 3,20             | 4,62                | 11,20            | 12,06               | <b>3HA14</b>            | <b>3HA16+3HA16</b> |
| 8 <sup>ème</sup> étage  | 3,20             | 4,62                | 11,20            | 12,06               | <b>3HA14</b>            | <b>3HA16+3HA16</b> |
| 7 <sup>ème</sup> étage  | 2,40             | 3,39                | 10,40            | 12,06               | <b>3HA12</b>            | <b>3HA16+3HA16</b> |
| 6 <sup>ème</sup> étage  | 2,40             | 3,39                | 10,40            | 12,06               | <b>3HA12</b>            | <b>3HA16+3HA16</b> |
| 5 <sup>ème</sup> étage  | 2,40             | 3,39                | 10,40            | 12,06               | <b>3HA12</b>            | <b>3HA16+3HA16</b> |
| 4 <sup>ème</sup> étage  | 2,1              | 3,39                | 8,10             | 9,24                | <b>3HA12</b>            | <b>3HA14+3HA14</b> |
| 3 <sup>ème</sup> étage  | 2,1              | 3,39                | 8,10             | 9,24                | <b>3HA12</b>            | <b>3HA14+3HA14</b> |
| 2 <sup>ème</sup> étage  | 2,1              | 3,39                | 8,10             | 9,24                | <b>3HA12</b>            | <b>3HA14+3HA14</b> |
| 1 <sup>ère</sup> étage  | 2,1              | 3,39                | 8,10             | 9,24                | <b>3HA12</b>            | <b>3HA14+3HA14</b> |
| RDC                     | 9,40             | 10,05               | 4,60             | 4,62                | <b>3HA16+2HA16</b>      | <b>3HA14</b>       |

## CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

### c) L'étude des Poutres noyées :

**Tableau VI-10 : poutres noyées.**

| Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | ELU                          |                              | ACC                         |                             |
|-------------------------------|------------------------------|------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
|                               | Mut <sub>max</sub><br>(KN.m) | Mua <sub>max</sub><br>(KN.m) | Mt <sub>max</sub><br>(KN.m) | Ma <sub>max</sub><br>(KN.m) |
| 30×20                         | 18,57                        | -27,18                       | 8,03                        | 14,26                       |



**Figure VI-44 : Diagramme des moments des poutres noyées au niveau de travée et appuis de (Combinaison ELU et 0.8G+EX).**

**Tableau VI-11 : Résultats de calcul de ferrailage des poutres noyées.**

| Type de poutre           | Travée           |                     | Appui            |                     | Ast choix des armatures |              |
|--------------------------|------------------|---------------------|------------------|---------------------|-------------------------|--------------|
|                          | A <sub>cal</sub> | A <sub>choisi</sub> | A <sub>cal</sub> | A <sub>choisi</sub> | Travée                  | Appuis       |
| <b>RDC et les étages</b> | 3,3              | 3,39                | 5,1              | 6,03                | <b>3HA12</b>            | <b>3HA16</b> |

III.3. Schéma de ferrailage des poutres :

a) Poutres principales :

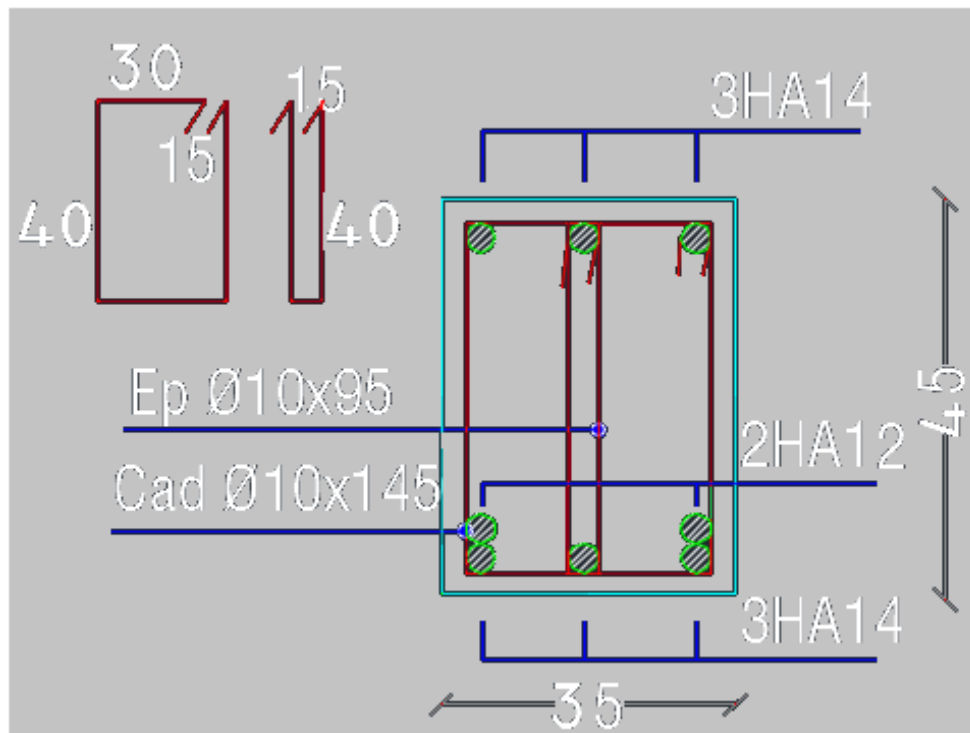


Figure VI-45 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis et travée de niveaux terrasse.

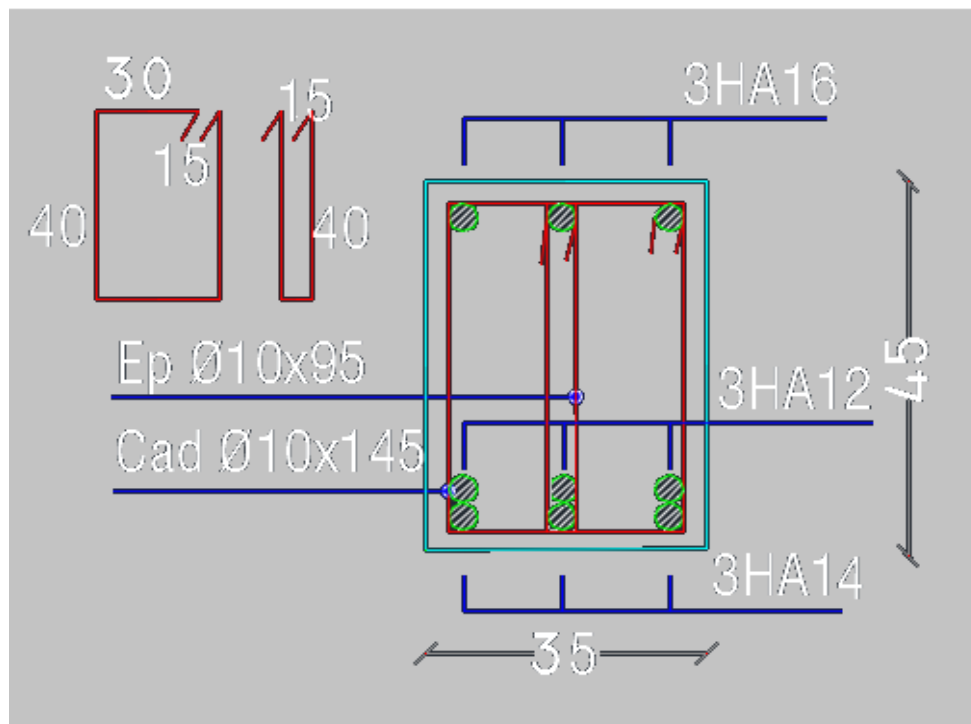


Figure VI-46 : Ferrailage des poutres principales au niveau de travée de 14<sup>ème</sup> et 15<sup>ème</sup> étage.

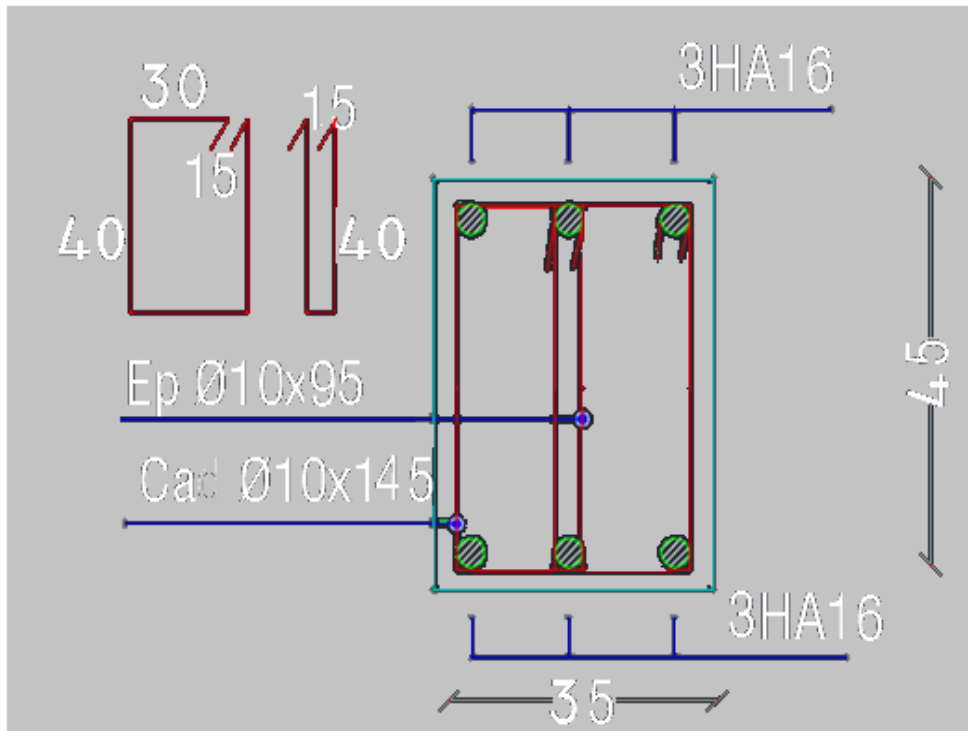


Figure VI-47 : Ferrailage des poutres principales au niveau de travée de 8<sup>ème</sup> à 13<sup>ème</sup> étage.

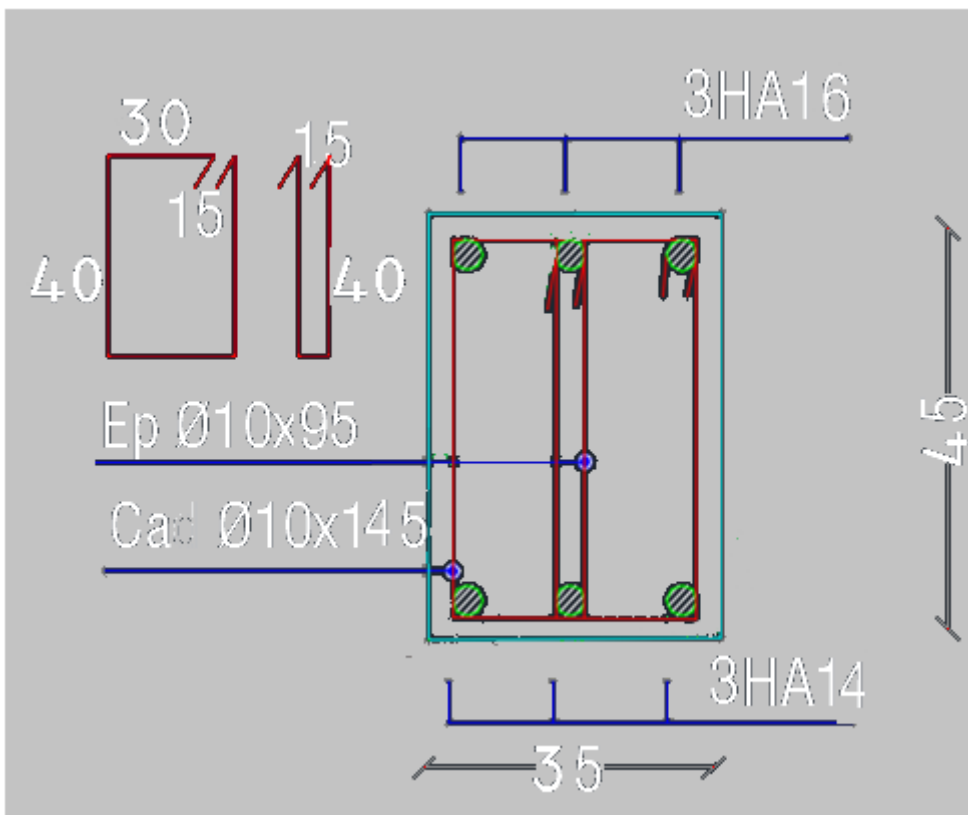


Figure VI-48 : Ferrailage des poutres principales au niveau de travée de 2<sup>ème</sup> à 7<sup>ème</sup> étage.

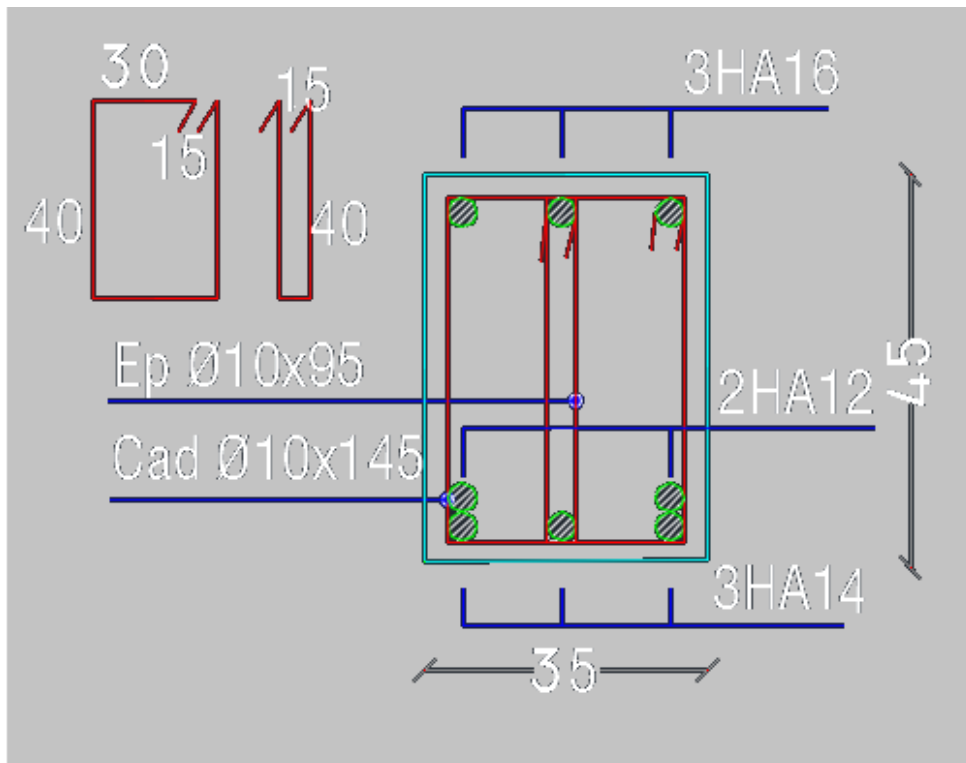


Figure VI-49 : Ferrailage des poutres principales au niveau de travée de RDC et 1<sup>ème</sup> étage.

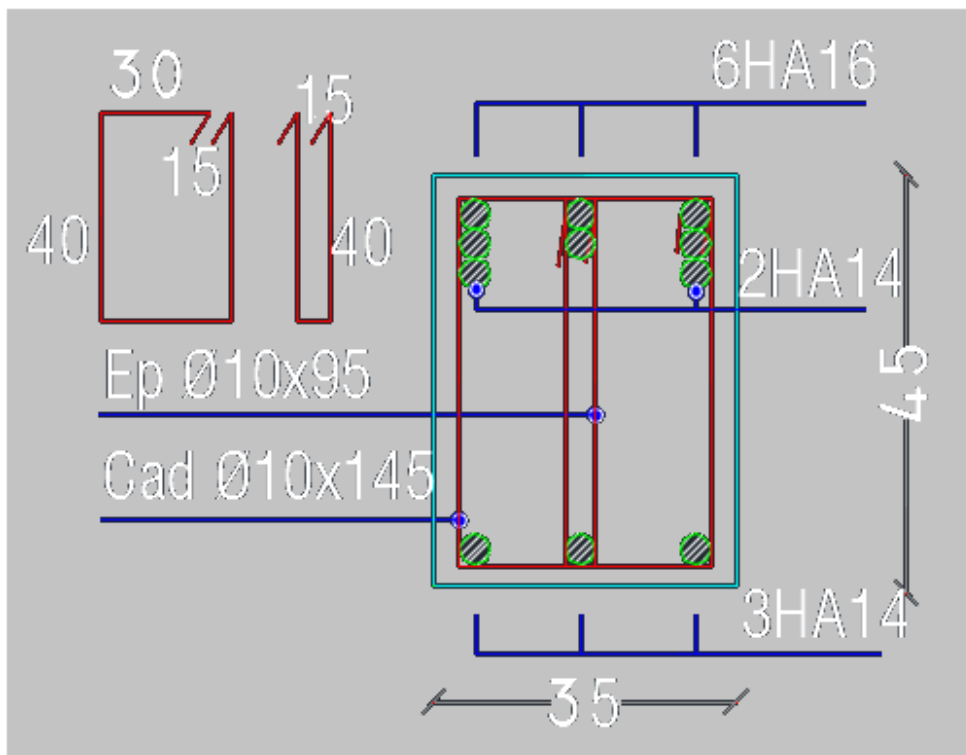


Figure VI-50 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis de 14<sup>ème</sup> et 15<sup>ème</sup> étage.

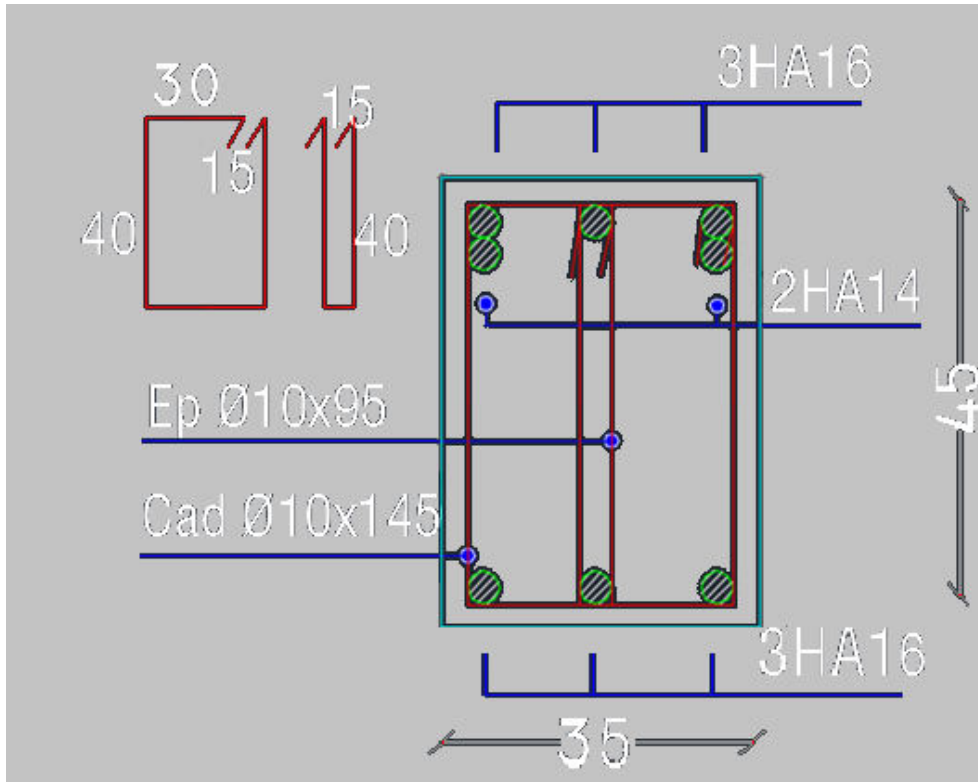


Figure VI-51 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis de 8<sup>ème</sup> à 13<sup>ème</sup> étage.

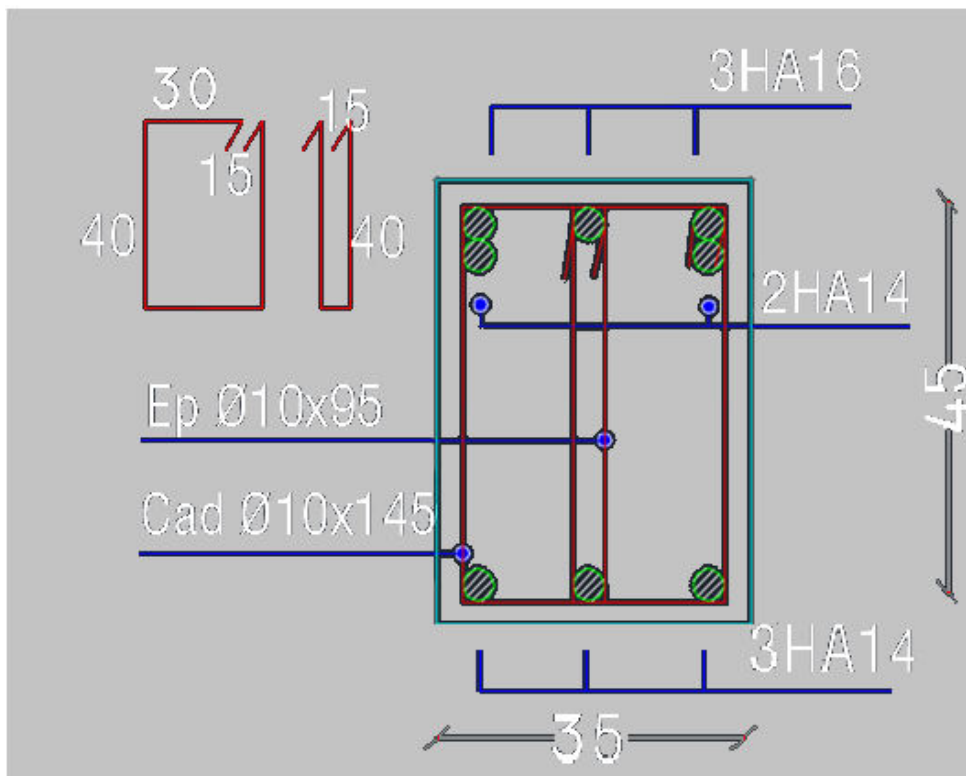


Figure VI-52 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis de 2<sup>ème</sup> à 7<sup>ème</sup> étage.



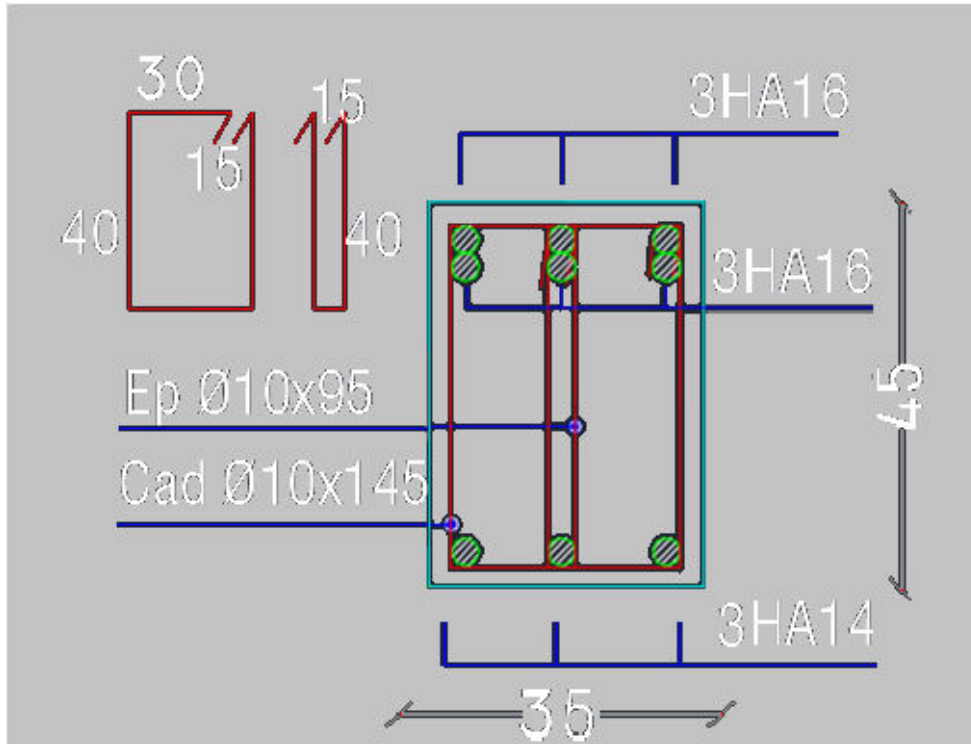


Figure VI-53 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis de RDC et 1<sup>ème</sup> étage.

b) Poutres secondaires :

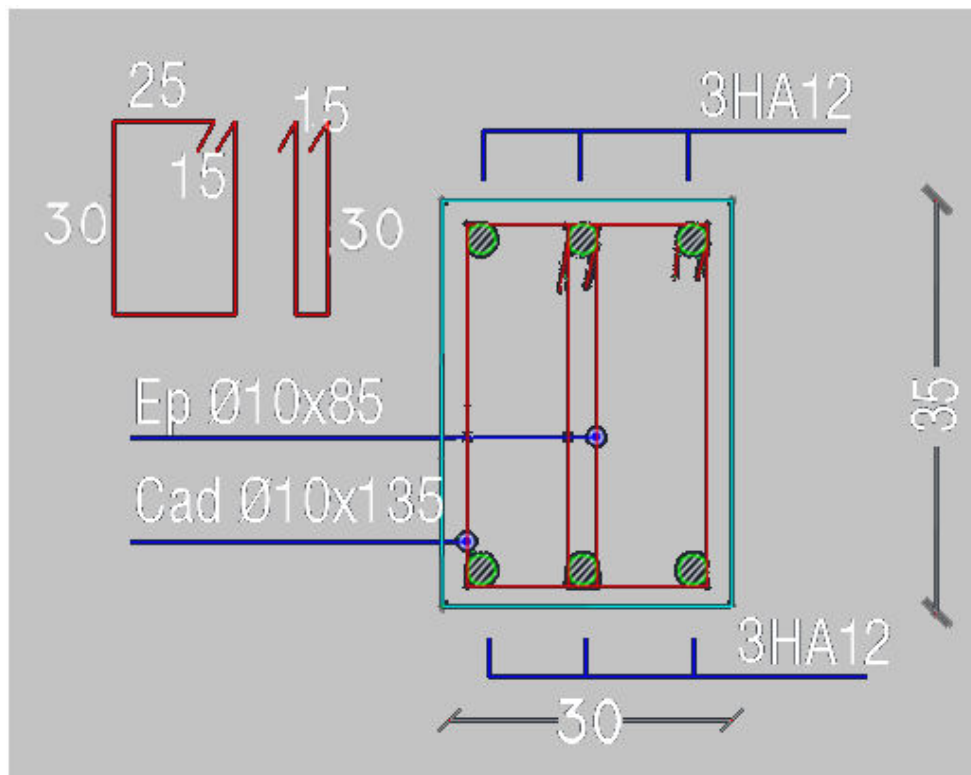


Figure VI-54 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau travée et appuis de niveaux terrasse.

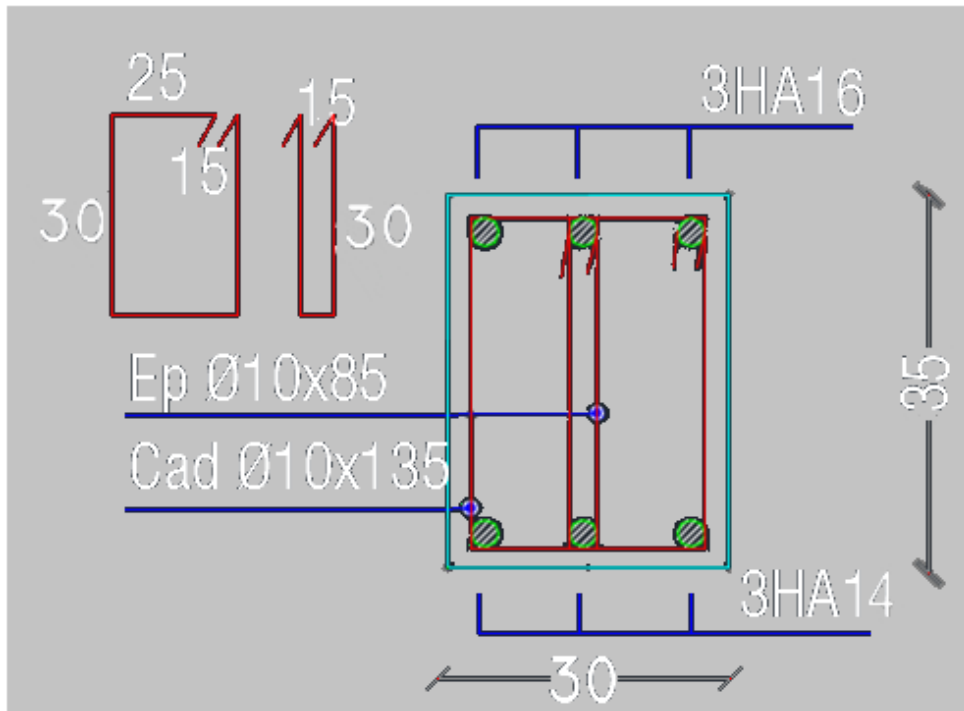


Figure VI-55 : Ferrailage des poutres secondaires en travée de niveaux 8<sup>ème</sup> à 15<sup>ème</sup> étage.

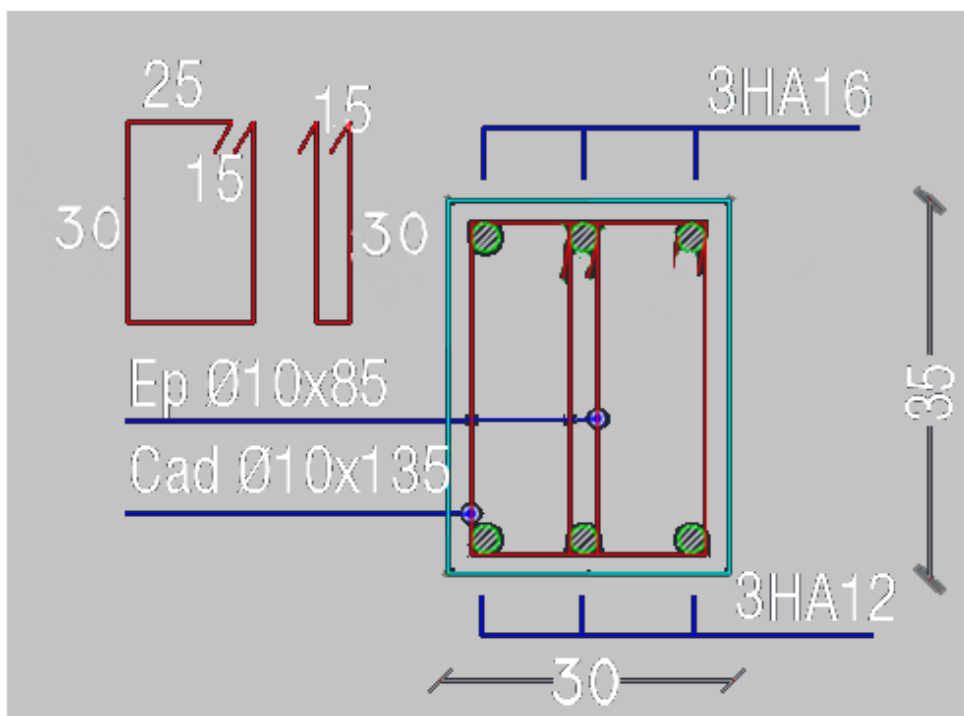


Figure VI-56 : Ferrailage des poutres secondaires en travée de niveaux 5<sup>ème</sup> à 7<sup>ème</sup> étage.

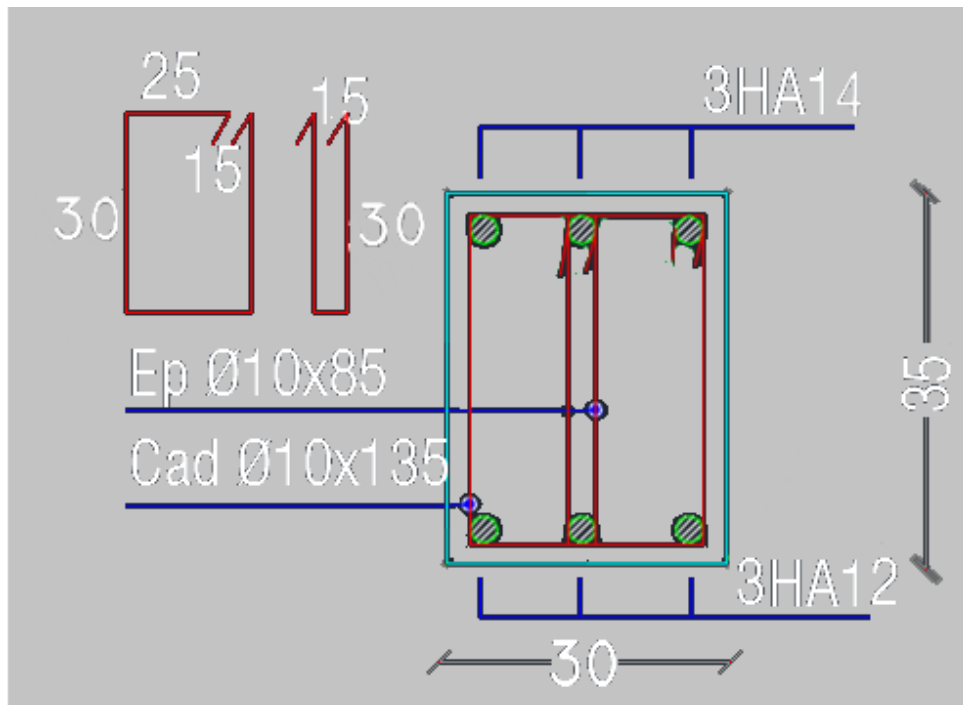


Figure VI-57 : Ferrailage des poutres secondaires en travée de niveaux 1<sup>ème</sup> à 4<sup>ème</sup> étage.

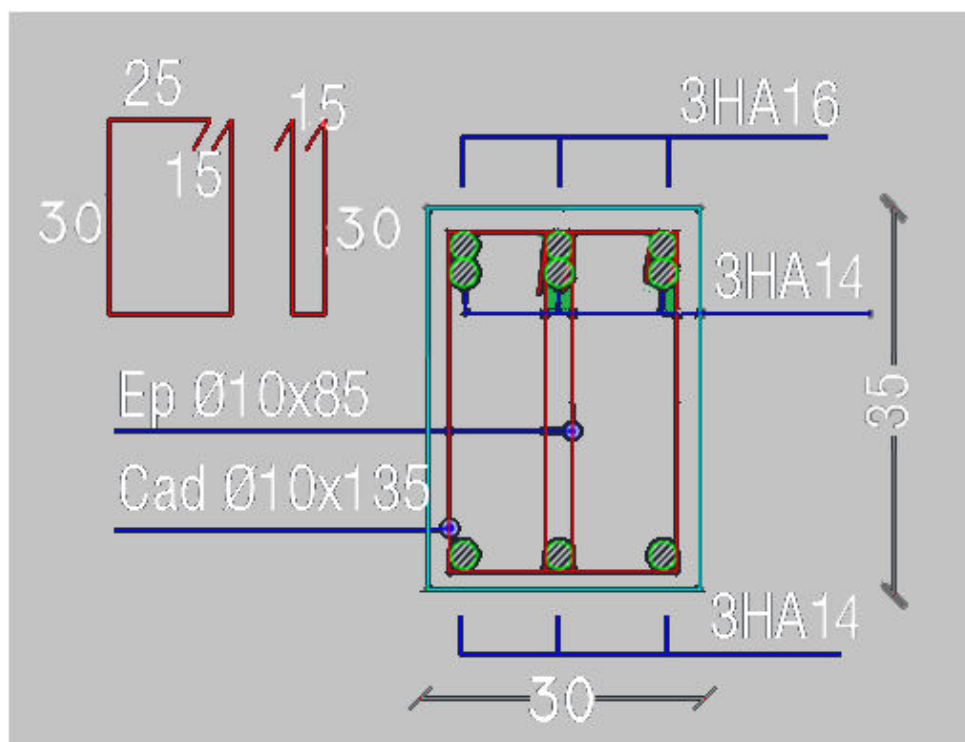
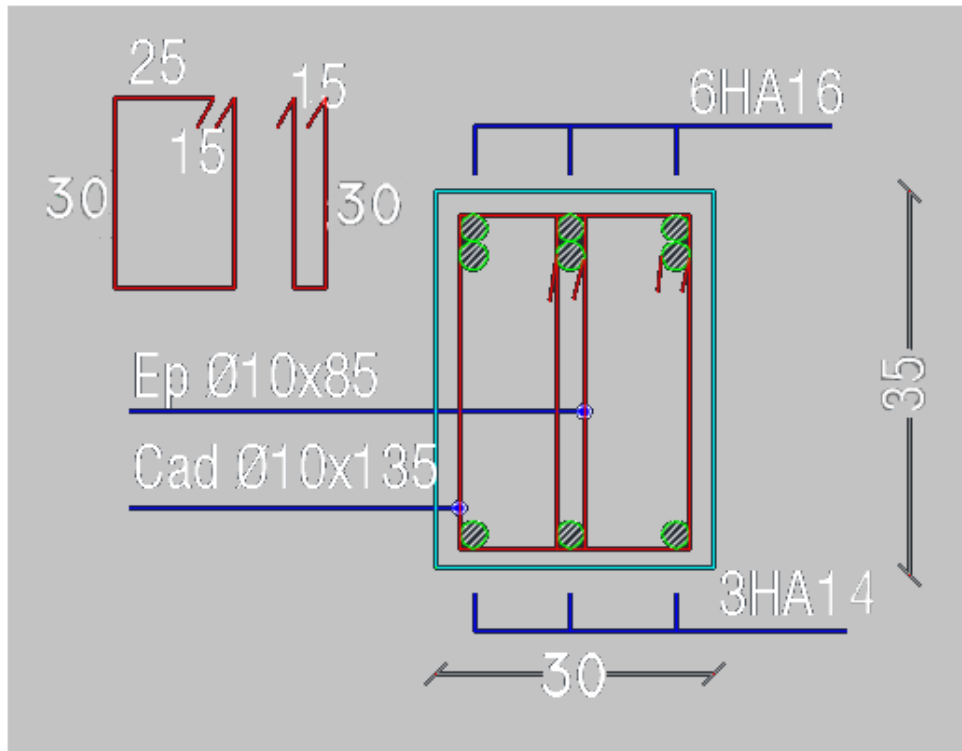
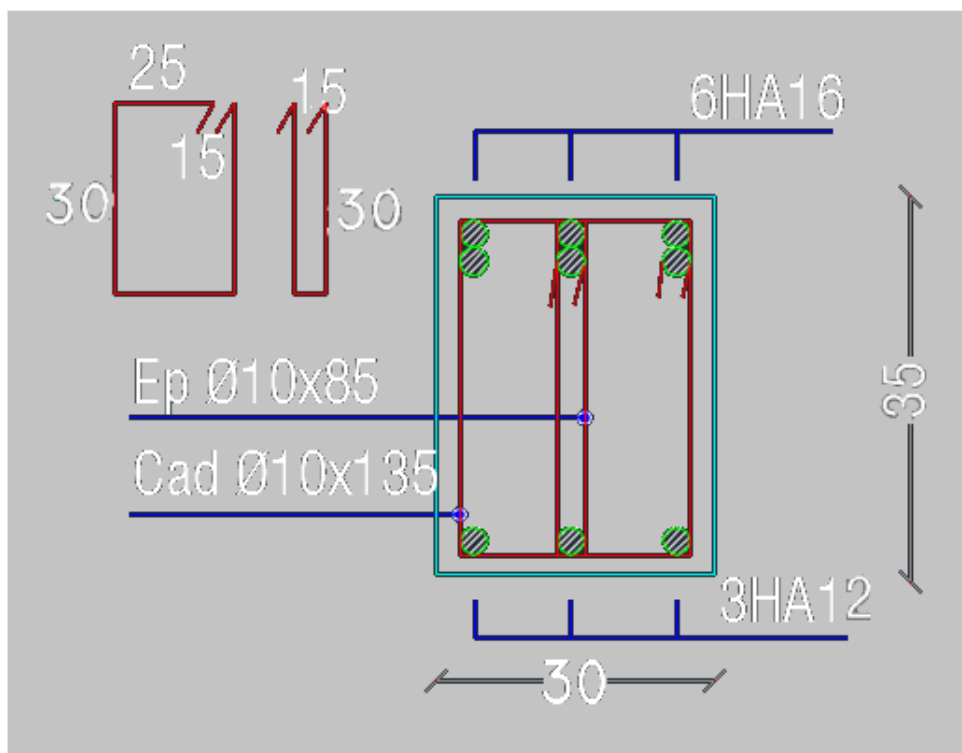


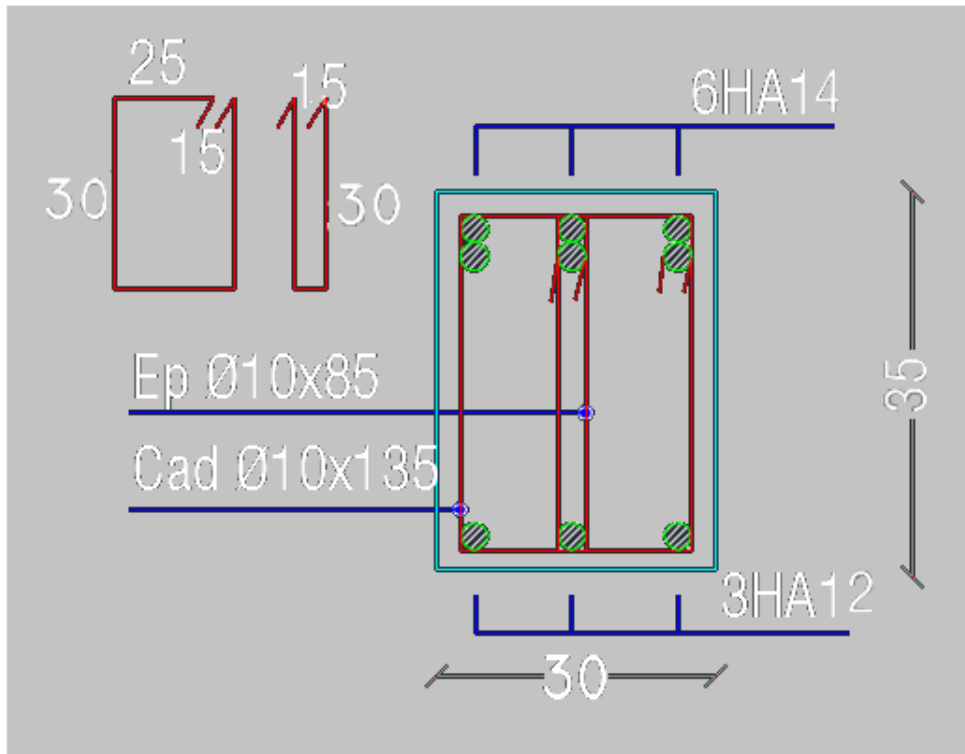
Figure VI-58 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis de niveaux 14<sup>ème</sup> et 15<sup>ème</sup> étage.



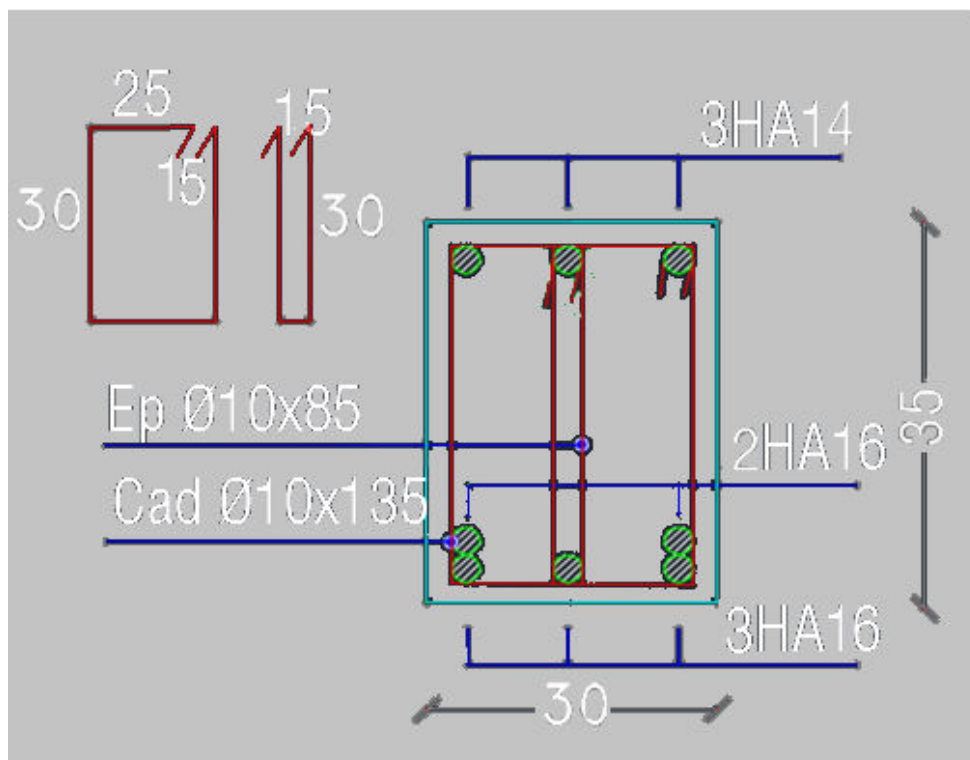
**Figure VI-59** : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis de niveaux 8<sup>ème</sup> à 13<sup>ème</sup> étage.



**Figure VI-60** : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis de niveaux 5<sup>ème</sup> à 7<sup>ème</sup> étage.



**Figure VI-61** : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis de niveaux 1<sup>ème</sup> à 4<sup>ème</sup> étage.



**Figure VI-62** : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et en travée de RDC.

c) Poutres noyées :

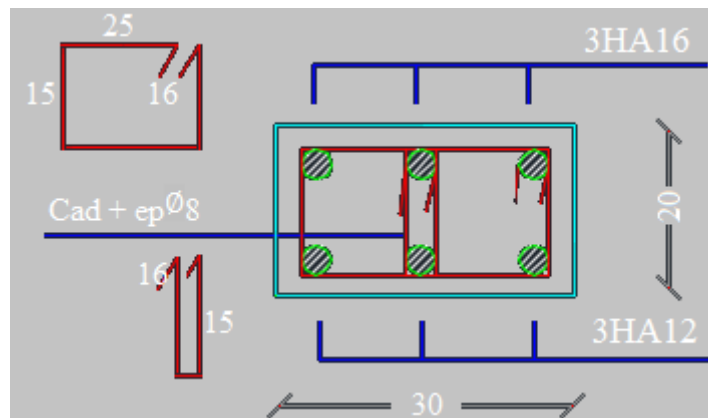


Figure VI-63 : Ferrailage des poutres noyées.

IV. Ferrailage des voiles :

IV.1. Introduction :

En zone sismique, le recours aux voiles comme éléments porteurs peut être très intéressant d'un point de vue comportement. En effet les expertises des dégâts constatés lors des séismes de Mexico et encore plus récemment de Boumerdes montrent clairement un meilleur comportement de telles structures porteuses lors des secousses sismiques par rapport aux structures en portiques auto-stables. En effet la présence de voiles en béton armé permet :

- ✓ de limiter les déformations latérales ;
- ✓ protégé grâce à leur rigidité les éléments non-structuraux et quelques poteaux existants ;
- ✓ d'éviter la réalisation des nœuds des portiques, qui posent toujours des difficultés.

Les photos suivantes montrent l'excellent comportement des bâtiments comportant des voiles en béton armé dans la zone sinistrée suite au séisme de Boumerdes de 2003.



Figure VI-64 : Bâtiment avec voiles en BA, très bonne résistance à l'action sismique.

**Rôles des voiles :**

Les voiles ont pour rôles de reprendre les charges verticales et participer aux contreventements. Ils peuvent être linéaires ou non (figure IV.26), pleins ou présentant des ouvertures.

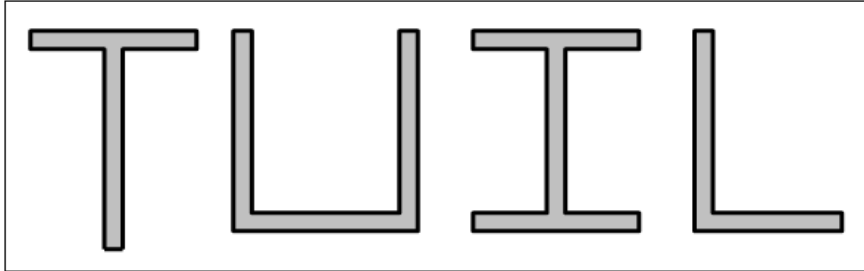


Figure VI-65 : Refends de forme profilée.

**VI.2. Conception et calcul des murs en béton armé selon le DTR B-C 2.42 :**

**IV.2.1. Domaine d'application :**

Le document technique réglementaire BC-2.42 [16] définit les règles de calcul applicables aux parois et murs en béton banché de tous bâtiments, quelle que soit la destination (bâtiment d'habitation, de bureaux, industriels, etc.). Le domaine de validité des règles est déterminé par les paramètres suivants :

- ✓ épaisseur "a" :  $12\text{ cm} \leq a \leq 120\text{ cm}$
- ✓ longueur "c" :  $c \geq 5a$
- ✓ élancement mécanique :  $\lambda \leq 80$
- ✓ longueur libre de flambement :  $l_f \leq 600\text{ cm}$

L'excentricité initiale "e" doit être inférieure à la plus petite des 2 valeurs suivantes :

$$e \leq \text{Max} \left\{ 1\text{cm} ; \frac{l_f}{300} \right\}$$

Enfin la résistance caractéristique du béton ne doit pas dépasser 35MPa.

**IV.2.2. Nuance des armatures :**

La limite d'élasticité des aciers dont la section est précisée dans les dispositions qui suivent, est supposée supérieure ou égale à 400MPa. Il s'agit donc soit d'aciers à haute adhérence, soit de treillis soudés. L'emploi d'acier de limite d'élasticité  $\sigma_s$ , inférieure à 400MPa est cependant admis, les sections étant alors majorées dans le rapport  $\left( \frac{400}{\sigma_s} \right)$ .

**IV.2.3. Murs en béton armé :**

**a) Contrainte de compression admissible :**

La contrainte de compression admissible  $\sigma_{b0}$  sera une fraction de la contrainte nominale de rupture à 28 jours d'âge  $\sigma'_{b0}$ .

$$\sigma_{b0} = \rho'_h \cdot \sigma'_{28}$$

La valeur de la fraction  $\rho_h$  dépend du défaut de centrage de charges verticales, de la susceptibilité éventuellement du mur au flambage, de l'efficacité du contrôle de la qualité du béton, et de l'exécution ainsi que des réductions de contraintes provenant des sollicitations négligées (retrait). La fraction  $\rho_h$ , est au plus égale à la plus petite des 2 valeurs suivantes :

$$\begin{cases} 0,45 \alpha \gamma \delta \\ 0,5 \alpha \beta \gamma \delta \end{cases}$$

❖ Le coefficient  $\alpha$  sera pris égal à :

$$\left( \frac{a - 10 \frac{e}{3}}{a} \right)$$

❖ expression dans laquelle le terme "e" est au moins égal à la plus grande des 2 valeurs :

$$e = \text{Min} \left( 1 \text{ cm}; \frac{l_f}{300} \right)$$

❖ Le coefficient  $\beta$  est donné par la formule suivante :

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2}$$

Le coefficient  $\beta$  peut prendre soit la valeur 1, soit la valeur de 0,83 suivant la qualité du béton et de l'exécution.

Le coefficient  $\gamma$  sera égal à la valeur suivante :

- ✓ 1 lorsque les vérifications de contrainte admissible seront effectuées pour les actions courantes ;
- ✓ 1,1 lorsque les vérifications de contrainte admissible seront effectuées pour les actions ou combinaisons d'action faisant intervenir les effets climatiques.



### b) Efforts sollicitant les murs :

A défaut de justifications plus précises les efforts qui sollicitent les murs sont évalués de la façon suivante :

#### ❖ Effort dus aux charges verticales :

Les charges verticales agissant sur les murs peuvent être déterminées en faisant, s'il y a lieu, application de la loi de dégression des surcharges telle qu'elle est annoncée par la norme en vigueur, elles doivent être évaluées en prenant en compte les charges d'exploitation variables dans le temps majoré de 20%. On peut admettre dans cette évaluation la discontinuité des divers éléments de plancher au droit des murs ; toutefois, si le bâtiment comporte plusieurs travées solidaires ; les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées au droit des appuis doivent être majorées :

- ✓ de 15% pour les murs centraux dans le cas des bâtiments à 2 travées ;
- ✓ de 10% pour les murs intermédiaires voisins des murs de rive dans le cas des bâtiments comportant plus de 2 travées.

#### ❖ Evaluation des contraintes :

- ✓ murs d'appui de 2 travées solidaires

On admet que la distribution de contraintes, normales est plane, sauf en ce qui concerne celle qui sont dues aux charges localisées apportées par le plancher situé immédiatement au-dessus de la section horizontale du mur considéré. Le supplément local de contrainte dû à la réaction d'appui d'une poutre continue perpendiculaire au mur peut être évalué en prenant en compte l'aire de la surface d'appui de la poutre sur le mur. Le supplément locale de contrainte dû à la réaction d'appui d'un linteau ayant le même plan moyen que le mur peut être déterminé en supposant que la profondeur d'appui est au plus égale à la hauteur de linteau et que la distribution des contraintes est triangulaire (voir figure VI.66).

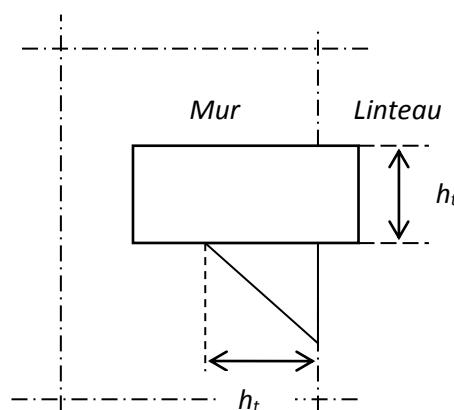


Figure VI-66 : Murs d'appui de 2 travées solidaires

✓ murs de rives :

On admet également que la distribution des contraintes est plane, en ce qui concerne les contraintes dues aux charges localisées du plancher situé immédiatement au-dessus de la section horizontale du mur considéré. Les contraintes supplémentaires dues aux charges réparties apportées par une dalle sont évaluées en supposant que la largeur d'appui de la dalle est limitée à son épaisseur et que la distribution des contraintes correspondantes est triangulaire ou trapézoïdale.

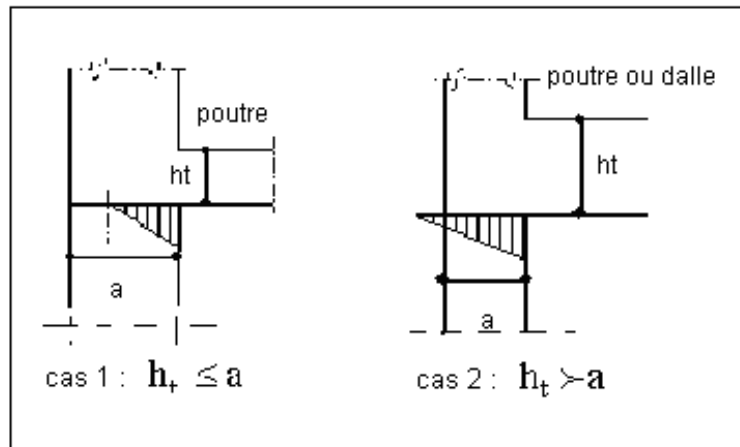


Figure VI-67 : Dimensions des poteaux.

Le supplément local de contrainte dû à la réaction d'appui d'une poutre perpendiculaire au plan moyen du mur peut être évalué en limitant la profondeur de la surface d'appui à la hauteur totale de la poutre et en admettant que la distribution des contraintes correspondantes sur cette surface est triangulaire ou trapézoïdale. Le supplément local de contrainte dû à la réaction d'appui d'un linteau ayant même plan que le mur peut être évalué comme dans le cas des murs situés sous appui intermédiaire.

#### ❖ Efforts dus aux forces horizontales

Les efforts dus aux forces horizontales sont évalués en supposant que la distribution des contraintes normales dans le mur ou dans chacun des éléments limités par des ouvertures est plane. Le supplément local de contraintes dû à la réaction d'un linteau pris en compte dans l'étude du contreventement est estimé en recherchant un diagramme uniforme ou à variation linéaire correspondant aux sollicitations.

Armatures : on distingue 3 catégories d'armatures.

1) Armatures verticales :

L'écartement des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser 2 fois l'épaisseur du mur sans pouvoir excéder 33cm. La densité des armatures peut varier d'une bande verticale d'un mur à l'autre suivant l'intensité de la contrainte moyenne de cette bande. Le pourcentage minimal  $w'v$  d'une bande verticale rapporté au volume total de la bande doit être au moins égal à la plus grande des 2 valeurs :

$$w'v = \frac{A'm}{ad} \geq \left( 0,001; \frac{2,10}{\sigma_s} \theta_i \theta_2 (3\sigma'_m - 1) \right)$$

Avec :

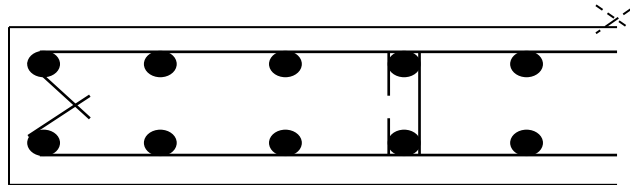
- ✓  $A'm$  = section des armatures dans la section horizontale considérée ;
- ✓  $a$  = épaisseur du mur ;
- ✓  $d$  = largeur du mur ;
- ✓  $\sigma'_m$  = contrainte moyenne de compression agissant dans la bande considérée
- ✓  $\theta_i$  = coefficient égal à :
  - 1 pour un mur intermédiaire ;
  - 1,4 pour un mur de rive.

$$\theta_2 = 1 + \frac{\lambda}{20}$$

La section d'armatures correspondant au pourcentage  $w'v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande considérée.

2) Armatures horizontales parallèles aux faces du mur :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage la plus voisine. Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures et présenter, avec les armatures horizontales de la face opposée, un recouvrement suffisant (figure VI-68).



**Figure VI-68** : Dispositions des armatures horizontales.

La distance libre entre la génératrice extérieure de l'armature horizontale et la paroi de coffrage la plus voisine doit être au moins égale à 1cm. L'écartement des armatures horizontales d'une même face ne doit pas dépasser 33cm. Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la largeur du mur de l'élément de mur limité par des ouvertures. La section minimale de ces armatures, rapportée au volume total du mur ou de l'élément de mur considéré, doit être au moins égale à :

$$w'h = \frac{2}{3} w'v$$

Sans toutefois, pouvoir prendre des valeurs inférieures à 0,001.

3) Armatures transversales :

Les dispositions et les sections des armatures transversales peuvent être variables d'une bande verticale de mur à l'autre suivant la contrainte effective  $\sigma_b$  subie par chacune des bandes.

- ❖ Cas où la contrainte  $\sigma_b$  de la bande verticale est inférieure aux  $\frac{3}{4}$  de la contrainte admissible

Dans ce cas les dispositions et les sections des armatures transversales reliant les 2 nappes d'armatures principales sont déterminées de façon, qu'elles puissent assurer la fixation des armatures pendant l'opération du bétonnage.

- ❖ Cas où la contrainte  $\sigma_b$  est supérieure aux  $\frac{2}{3}$  de la contrainte admissible

Si la bande considérée est située en bordure du mur, soit à son extrémité, soit le long d'une ouverture, la disposition des armatures transversales doit être prévue de façon à constituer avec des armatures verticales et horizontales un ferrailage analogue à celui d'un poteau. La largeur de ce poteau incorporé, mesurée suivant la face du mur est au moins égale à 2 fois l'épaisseur du mur. L'espacement des armatures horizontales et transversales ne doit pas dépasser quinze fois le diamètre  $\phi$ , défini dans le tableau suivant :

**Tableau IV.12 : Choix du diamètre transversal.**

| Diamètre longitudinal<br>$\phi$ (mm) | Diamètre transversal<br>$\phi$ (mm) |
|--------------------------------------|-------------------------------------|
| ≤ 16                                 | 5                                   |
| 20                                   | 6                                   |
| 25                                   | 8                                   |
| 32                                   | 10                                  |

Si la bande considérée n'est pas située en bordure du mur, il suffit de disposer des ligatures transversales suivant les nœuds d'une maille dont la plus grande dimension n'excède pas 50cm, sauf si le diamètre  $\phi$  des armatures verticales est supérieur à 12cm. Dans le cas où le diamètre  $\phi$  des armatures verticales dépasse 12cm, il faut prévoir des armatures transversales dont l'écartement n'excède pas  $15\phi$  et dont le diamètre est au moins égal à celui indiqué dans le tableau précédent.

**Finalement les règles appliquées pour le calcul des voiles sont :**

- ❖ RPA 99 / version 2003 :

$$A_{\min} \geq 0,2\% \times b \times a \quad ; \quad a = b - y_u = b - \alpha_u \times d$$

Avec : a = Longueur de la zone du béton tendu, b = longueur du voile

❖ CBA 93 :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

❖ DTR B-C 242 :

$$A_{\min} = 0,001 \times b \times h$$

c) **Ferraillage minimal :**

**Armatures longitudinales :**

$$(A_1, A_1') \geq 0,15\% (b \cdot h)$$

**Armatures transversales :**

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} : A_t \geq 0,0015 (b s)$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0,025 f_{c28} : A_t \geq 0,0025 (b s)$$

Armatures en section courante (armatures de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,20%.

Ferraillage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction du plan moyen, en appliquant les règles classiques de béton armé. Si la deuxième condition n'est pas respectée, il y a lieu de faire le calcul de vérification dans les 2 directions ; le calcul dans la deuxième direction (direction orthogonale à la direction du plan moyen) doit alors se faire en suivant les règles de conception des parois et murs en béton. Le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur d :

$$d \leq \text{Min} \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2l'}{3} \right\}$$

$l'$  : étant la longueur de la zone comprimée ;

$h_e$  : étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

Les voiles seront ferrailés par des aciers verticaux et horizontaux conformément aux prescriptions suivantes :

**Aciers verticaux :** Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%. Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement). A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure VI.69). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

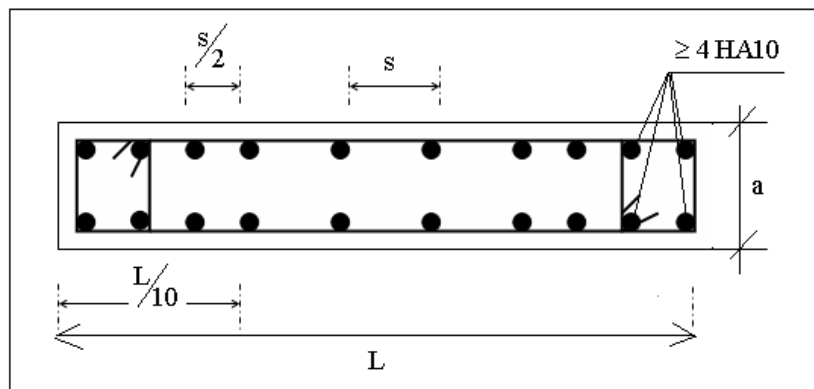


Figure VI-69 : Disposition des armatures dans les voiles.

**Aciers horizontaux :** Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**Règles communes :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- ❖ globalement dans la section du voile : 0,15% ;
- ❖ en zone courante : 0,10%.
- ❖ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des 2 valeurs suivantes :

$$s \leq \text{Min} \{1,5a ; 30\text{cm}\}$$

Les 2 nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des

barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓  $40 \phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- ✓  $20 \phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- ❖ Calcul des armatures verticales :

D'après le RPA 99 / version 2003

- ✓  $A_{min} = 0,15\% \times a \times L$   
On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ( $L = 1 \text{ m}$ )
- ✓  $A_{min} = 0,15\% \times 0,2 \times 1,00 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le diamètre :

- ✓  $D \leq 1/10 \times a \Rightarrow D \leq (1/10) \times 200 = 20\text{mm}$

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement :

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

- ✓  $St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33\text{cm}$

Selon le RPA 99 / version 2003 :

- ✓  $St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq \min \{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30\text{cm}$

Donc :  $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99} ; St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

- ✓  $St \leq 30 \text{ cm}$

**On adopte un espacement de 20 cm.**

Le choix de la section des armatures verticales est 6HA12/ml de section 6,79 cm<sup>2</sup>/ml.

- ❖ Calcul des armatures longitudinales :

D'après le RPA 99 / version 2003 :

On adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 6 HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20 cm.

**d) Conception**

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (Torsion). Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (Flexibilité du plancher). L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

**e) Combinaison :**

Selon les règlements parasismiques algériennes (RPA 99 / version 2003) les combinaisons à considérer sont les suivantes :

ELU :  $1,35G + 1,50Q$  ;

ELS :  $G + Q$  ;

ACC:  $G + Q \pm E$ ;

ACC:  $0.8G \pm E$ .

**f) Pré dimensionnement des voiles :**

Les différentes épaisseurs et hauteurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau VI-13 : Pré dimensionnement des voiles.**

| Voiles            | Hauteur         | Epaisseur |
|-------------------|-----------------|-----------|
| RDC...15ème étage | 3,40 m ; 3,10 m | 20 cm     |

Dans les tableaux suivants on va regrouper les sollicitations max pour tous les types des voiles obtenues par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

**NB :** On utilise ( $M_{zmax}$  avec  $N_{corr}$ ) et ( $N_{min}$  avec  $M_{zcorr}$ ) dans ELU et ACC et on prend le plus défavorable.

**Tableau VI -14 : Les résultats des voiles longitudinales.**

| Etage   | RDC                      | 1ère à 3ème | 4ème à 5ème | 6ème à 9ème | 10ème à 12ème | 13ème à 15ème |          |
|---|--------------------------|-------------|-------------|-------------|---------------|---------------|----------|
| <b>Les voiles longitudinale V<sub>L1</sub> (20x385)</b> |                          |             |             |             |               |               |          |
| <b>ACC</b>  | <b>M<sub>zmax</sub></b>  | 1980,09     | 1795,90     | 1186,32     | 647,26        | 480,73        | 413,34   |
|   | <b>N<sub>corr</sub></b>  | -2717,43    | -3435,58    | -899,51     | -2140,69      | -893,64       | -540,23  |
| <b>ACC</b>  | <b>N<sub>min</sub></b>   | -3675,88    | -3435,58    | -2875,67    | -2146,14      | -1618,87      | -1068,43 |
|   | <b>M<sub>zcorr</sub></b> | 1931,11     | 1795,90     | 1176,50     | 615,87        | 420,56        | 366,19   |



**CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.**

| <b>Les voiles longitudinales V<sub>L2</sub> (20x385)</b> |                          |         |          |          |          |         |         |
|--|--------------------------|---------|----------|----------|----------|---------|---------|
| <b>ACC</b>   | <b>M<sub>zmax</sub></b>  | 889,59  | -1689,16 | -1388,71 | -844,50  | 545,67  | 394,95  |
|  | <b>N<sub>corr</sub></b>  | -307,80 | -1724,01 | -1836,45 | -1359,05 | -313,10 | -233,56 |
| <b>ACC</b>   | <b>N<sub>min</sub></b>   | -895,14 | -1994,25 | -1836,45 | -1359,05 | -904,52 | -617,67 |
|  | <b>M<sub>zcorr</sub></b> | -829,61 | -1704,90 | -1388,71 | -844,50  | -506,55 | -99,25  |
| <b>ACC</b>   | <b>T</b>                 | 34,51   | 631,47   | 570,10   | 405,01   | 232,49  | 143,34  |

**Tableau VI -15 : Les résultats des voiles transversales.**

| <b>Etage</b>  |                          | <b>RDC</b> | <b>1<sup>ère</sup> à<br/>3<sup>ème</sup></b> | <b>4<sup>ème</sup> à<br/>5<sup>ème</sup></b> | <b>6<sup>ème</sup> à<br/>9<sup>ème</sup></b> | <b>10<sup>ème</sup> à<br/>12<sup>ème</sup></b> | <b>13<sup>ème</sup> à<br/>15<sup>ème</sup></b> |
|---|--------------------------|------------|--|--|--|--|--|
| <b>Les voiles transversale V<sub>t1</sub> (20x320)</b>  |                          |            |  |  |  |  |  |
| <b>ACC</b>  | <b>M<sub>zmax</sub></b>  | -880,37    | -826,06                                      | -666,62                                      | -394,25                                      | 224,37   | 161,05   |
|   | <b>N<sub>corr</sub></b>  | -3339,85   | -3266,27                                     | -2346,82                                     | -2173,39                                     | -688,42  | -446,68  |
| <b>ACC</b>  | <b>N<sub>min</sub></b>   | -3633,03   | -3404,12                                     | -2994,24                                     | -2197,28                                     | -1498,80                                       | -938,24  |
|   | <b>M<sub>zcorr</sub></b> | -827,28    | -799,61                                      | -654,35                                      | -387,93                                      | -221,65  | -148,17  |
| <b>ACC</b>  | <b>T</b>                 | 57,38      | 562,49                                       | 514,40                                       | 384,78                                       | 233,03   | 104,77   |
| <b>Les voiles transversales V<sub>t2</sub> (20x460)</b> |                          |            |  |  |  |  |  |
| <b>ACC</b>  | <b>M<sub>zmax</sub></b>  | -2741,54   | -2536,26                                     | -1939,39                                     | -1179,71                                     | -680,93  | -498,98  |
|   | <b>N<sub>corr</sub></b>  | -3719,07   | -3727,47                                     | -2337,05                                     | -1782,40                                     | -2319,61                                       | -1401,44                                       |
| <b>ELU</b>  | <b>N<sub>min</sub></b>   | -4533,34   | -4503,45                                     | -4304,80                                     | -3584,31                                     | -2636,92                                       | -1605,66                                       |
|   | <b>M<sub>zcorr</sub></b> | -85,13     | -114,81                                      | -51,78                                       | -46,06                                       | -42,99   | -38,28   |
| <b>ACC</b>  | <b>T</b>                 | 320,60     | 796,18                                       | 688,71                                       | 509,37                                       | 311,66   | 153,81   |
| <b>Les voiles transversales V<sub>t3</sub> (20x345)</b> |                          |            |  |  |  |  |  |
| <b>ACC</b>  | <b>M<sub>zmax</sub></b>  | -1163,96   | -1131,41                                     | -847,94                                      | 504,81                                       | 303,88   | -182,98  |
|   | <b>N<sub>corr</sub></b>  | -1751,78   | -1718,28                                     | -1604,86                                     | -808,52                                      | -593,20  | -433,47  |
| <b>ACC</b>  | <b>N<sub>min</sub></b>   | -1751,78   | -1718,28                                     | -1604,86                                     | -1229,04                                     | -876,37  | -564,41  |
|   | <b>M<sub>zcorr</sub></b> | -1163,96   | -1131,41                                     | -847,94                                      | -496,68                                      | -277,49  | -167,91  |
| <b>ACC</b>  | <b>T</b>                 | 149,98     | 445,34                                       | 381,53                                       | 272,84                                       | 160,54   | 95,14  |

Tableau VI-16 : Ferrailage du voile longitudinal VL1 (ACC).

| Etage                   | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub><br>RPA<br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>calculé</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage longitudinal    |                                 |                            |                                 |
|-------------------------|-------------------------------|---|--|----------------------------|---------------------------------|----------------------------|---------------------------------|
|                         |                               |   |  | Section<br>cm <sup>2</sup> | A <sub>u</sub>                  | Section<br>cm <sup>2</sup> | A <sub>u</sub> '                |
| RDC                     | 20x385                        | 15.40   | 58.80                                      | 61.76                      | <b>20HA16+</b><br><b>14HA14</b> | 61.76                      | <b>20HA16+</b><br><b>14HA14</b> |
| 1 <sup>ère</sup> étage  | 20x385                        | 15.40   | 54.90                                      | 58.94                      | <b>20HA14+</b><br><b>14HA16</b> | 58.94                      | <b>20HA14+</b><br><b>14HA16</b> |
| 2 <sup>ème</sup> étage  | 20x385                        | 15.40   | 54.90                                      | 58.94                      | <b>20HA14+</b><br><b>14HA16</b> | 58.94                      | <b>20HA14+</b><br><b>14HA16</b> |
| 3 <sup>ème</sup> étage  | 20x385                        | 15.40   | 54.90                                      | 58.94                      | <b>20HA14+</b><br><b>14HA16</b> | 58.94                      | <b>20HA14+</b><br><b>14HA16</b> |
| 4 <sup>ème</sup> étage  | 20x385                        | 15.40   | 43.80                                      | 44.17                      | <b>20HA12+</b><br><b>14HA14</b> | 44.17                      | <b>20HA12+</b><br><b>14HA14</b> |
| 5 <sup>ème</sup> étage  | 20x385                        | 15.40   | 43.80                                      | 44.17                      | <b>20HA12+</b><br><b>14HA14</b> | 44.17                      | <b>20HA12+</b><br><b>14HA14</b> |
| 6 <sup>ème</sup> étage  | 20x385                        | 15.40   | 43.80                                      | 44.17                      | <b>20HA12+</b><br><b>14HA14</b> | 44.17                      | <b>20HA12+</b><br><b>14HA14</b> |
| 7 <sup>ème</sup> étage  | 20x385                        | 15.40   | 31.10                                      | 31.54                      | <b>20HA10+</b><br><b>14HA12</b> | 31.54                      | <b>20HA10+</b><br><b>14HA12</b> |
| 8 <sup>ème</sup> étage  | 20x385                        | 15.40   | 31.10                                      | 31.54                      | <b>20HA10+</b><br><b>14HA12</b> | 31.54                      | <b>20HA10+</b><br><b>14HA12</b> |
| 9 <sup>ème</sup> étage  | 20x385                        | 15.40   | 31.10                                      | 31.54                      | <b>20HA10+</b><br><b>14HA12</b> | 31.54                      | <b>20HA10+</b><br><b>14HA12</b> |
| 10 <sup>ème</sup> étage | 20x385                        | 15.40   | 23.00                                      | 26.70                      | <b>20HA10+</b><br><b>14HA10</b> | 26.70                      | <b>20HA10+</b><br><b>14HA10</b> |
| 11 <sup>ème</sup> étage | 20x385                        | 15.40   | 23.00                                      | 26.70                      | <b>20HA10+</b><br><b>14HA10</b> | 26.70                      | <b>20HA10+</b><br><b>14HA10</b> |
| 12 <sup>ème</sup> étage | 20x385                        | 15.40   | 23.00                                      | 26.70                      | <b>20HA10+</b><br><b>14HA10</b> | 26.70                      | <b>20HA10+</b><br><b>14HA10</b> |
| 13 <sup>ème</sup> étage | 20x385                        | 15.40   | 16.00                                      | 20.42                      | <b>26HA10</b>                   | 20.42                      | <b>26HA10</b>                   |
| 14 <sup>ème</sup> étage | 20x385                        | 15.40   | 16.00                                      | 20.42                      | <b>26HA10</b>                   | 20.42                      | <b>26HA10</b>                   |
| 15 <sup>ème</sup> étage | 20x385                        | 15.40   | 16.00                                      | 20.42                      | <b>26HA10</b>                   | 20.42                      | <b>26HA10</b>                   |

## CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

**Tableau VI-17 : Ferrailage du voile longitudinal avec ouverture VL2 (ACC).**

| Etage                         | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | AminR<br>PA<br>(cm <sup>2</sup> ) | Acalculé<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage longitudinal    |                |                            |                  |
|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|----------------------------|----------------|----------------------------|------------------|
|                               |                               |                                   |                                | Section<br>cm <sup>2</sup> | A <sub>u</sub> | Section<br>cm <sup>2</sup> | A <sub>u</sub> ' |
| <b>RDC</b>                    | 20x385                        | 15.40                             | 16.70                          | 20.42                      | <b>26HA10</b>  | 20.42                      | <b>26HA10</b>    |
| <b>1<sup>ère</sup> étage</b>  | 20x385                        | 15.40                             | 36.20                          | 40.02                      | <b>26HA14</b>  | 40.02                      | <b>26HA14</b>    |
| <b>2<sup>ème</sup> étage</b>  | 20x385                        | 15.40                             | 36.20                          | 40.02                      | <b>26HA14</b>  | 40.02                      | <b>26HA14</b>    |
| <b>3<sup>ème</sup> étage</b>  | 20x385                        | 15.40                             | 36.20                          | 40.02                      | <b>26HA14</b>  | 40.02                      | <b>26HA14</b>    |
| <b>4<sup>ème</sup> étage</b>  | 20x385                        | 15.40                             | 32.10                          | 40.02                      | <b>26HA14</b>  | 40.02                      | <b>26HA14</b>    |
| <b>5<sup>ème</sup> étage</b>  | 20x385                        | 15.40                             | 32.10                          | 40.02                      | <b>26HA14</b>  | 40.02                      | <b>26HA14</b>    |
| <b>6<sup>ème</sup> étage</b>  | 20x385                        | 15.40                             | 32.10                          | 40.02                      | <b>26HA14</b>  | 40.02                      | <b>26HA14</b>    |
| <b>7<sup>ème</sup> étage</b>  | 20x385                        | 15.40                             | 22.60                          | 29.41                      | <b>26HA12</b>  | 29.41                      | <b>26HA12</b>    |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b>  | 20x385                        | 15.40                             | 22.60                          | 29.41                      | <b>26HA12</b>  | 29.41                      | <b>26HA12</b>    |
| <b>9<sup>ème</sup> étage</b>  | 20x385                        | 15.40                             | 22.60                          | 29.41                      | <b>26HA12</b>  | 29.41                      | <b>26HA12</b>    |
| <b>10<sup>ème</sup> étage</b> | 20x385                        | 15.40                             | 16.20                          | 20.42                      | <b>26HA10</b>  | 20.42                      | <b>26HA10</b>    |
| <b>11<sup>ème</sup> étage</b> | 20x385                        | 15.40                             | 16.20                          | 20.42                      | <b>26HA10</b>  | 20.42                      | <b>26HA10</b>    |
| <b>12<sup>ème</sup> étage</b> | 20x385                        | 15.40                             | 16.20                          | 20.42                      | <b>26HA10</b>  | 20.42                      | <b>26HA10</b>    |
| <b>13<sup>ème</sup> étage</b> | 20x385                        | 15.40                             | 16.20                          | 20.42                      | <b>26HA10</b>  | 20.42                      | <b>26HA10</b>    |
| <b>14<sup>ème</sup> étage</b> | 20x385                        | 15.40                             | 16.20                          | 20.42                      | <b>26HA10</b>  | 20.42                      | <b>26HA10</b>    |
| <b>15<sup>ème</sup> étage</b> | 20x385                        | 15.40                             | 16.20                          | 20.42                      | <b>26HA10</b>  | 20.42                      | <b>26HA10</b>    |

**Tableau VI -18 : Ferrailage du voile transversal V<sub>t1</sub>(ACC).**

| Etage                        | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | Amin<br>RPA<br>(cm <sup>2</sup> ) | Acalculé<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage longitudinal    |                |                            |                  |
|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|----------------------------|----------------|----------------------------|------------------|
|                              |                               |                                   |                                | Section<br>cm <sup>2</sup> | A <sub>u</sub> | Section<br>cm <sup>2</sup> | A <sub>u</sub> ' |
| <b>RDC</b>                   | 20x320                        | 12.80                             | 52.00                          | 52.28                      | <b>26HA16</b>  | 52.28                      | <b>26HA16</b>    |
| <b>1<sup>ère</sup> étage</b> | 20x320                        | 12.80                             | 48.90                          | 52.28                      | <b>26HA16</b>  | 52.28                      | <b>26HA16</b>    |
| <b>2<sup>ème</sup> étage</b> | 20x320                        | 12.80                             | 48.90                          | 52.28                      | <b>26HA16</b>  | 52.28                      | <b>26HA16</b>    |
| <b>3<sup>ème</sup> étage</b> | 20x320                        | 12.80                             | 48.90                          | 52.28                      | <b>26HA16</b>  | 52.28                      | <b>26HA16</b>    |
| <b>4<sup>ème</sup> étage</b> | 20x320                        | 12.80                             | 42.70                          | 44.23                      | <b>22HA16</b>  | 44.23                      | <b>22HA16</b>    |
| <b>5<sup>ème</sup> étage</b> | 20x320                        | 12.80                             | 42.70                          | 44.23                      | <b>22HA16</b>  | 44.23                      | <b>22HA16</b>    |

## CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

|                         |        |       |       |       |               |       |               |
|-------------------------|--------|-------|-------|-------|---------------|-------|---------------|
| 6 <sup>ème</sup> étage  | 20x320 | 12.80 | 42.70 | 44.23 | <b>22HA16</b> | 44.23 | <b>22HA16</b> |
| 7 <sup>ème</sup> étage  | 20x320 | 12.80 | 30.60 | 33.87 | <b>22HA14</b> | 33.87 | <b>22HA14</b> |
| 8 <sup>ème</sup> étage  | 20x320 | 12.80 | 30.60 | 33.87 | <b>22HA14</b> | 33.87 | <b>22HA14</b> |
| 9 <sup>ème</sup> étage  | 20x320 | 12.80 | 30.60 | 33.87 | <b>22HA14</b> | 33.87 | <b>22HA14</b> |
| 10 <sup>ème</sup> étage | 20x320 | 12.80 | 20.50 | 24.88 | <b>22HA12</b> | 24.88 | <b>22HA12</b> |
| 11 <sup>ème</sup> étage | 20x320 | 12.80 | 20.50 | 24.88 | <b>22HA12</b> | 24.88 | <b>22HA12</b> |
| 12 <sup>ème</sup> étage | 20x320 | 12.80 | 20.50 | 24.88 | <b>22HA12</b> | 24.88 | <b>22HA12</b> |
| 13 <sup>ème</sup> étage | 20x320 | 12.80 | 13.60 | 17.28 | <b>22HA10</b> | 17.28 | <b>22HA10</b> |
| 14 <sup>ème</sup> étage | 20x320 | 12.80 | 1360  | 17.28 | <b>22HA10</b> | 17.28 | <b>22HA10</b> |
| 15 <sup>ème</sup> étage | 20x320 | 12.80 | 1360  | 17.28 | <b>22HA10</b> | 17.28 | <b>22HA10</b> |

**Tableau VI -19** : Ferrailage du voile transversal  $V_{t2}$ (ELU).

| Etage                   | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>minRPA</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>calculé</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage longitudinal    |                           |                            |                           |
|-------------------------|-------------------------------|---|--|----------------------------|---------------------------|----------------------------|---------------------------|
|                         |                               |   |  | Section<br>cm <sup>2</sup> | A <sub>u</sub>            | Section<br>cm <sup>2</sup> | A <sub>u</sub> '          |
| RDC                     | 20x460                        | 18.40                                     | 65.70                                      | 66.85                      | <b>21HA16+<br/>16HA14</b> | 66.85                      | <b>21HA16+<br/>16HA14</b> |
| 1 <sup>ère</sup> étage  | 20x460                        | 18.40                                     | 65.50                                      | 66.85                      | <b>21HA16+<br/>16HA14</b> | 66.85                      | <b>21HA16+<br/>16HA14</b> |
| 2 <sup>ème</sup> étage  | 20x460                        | 18.40                                     | 65.50                                      | 66.85                      | <b>21HA16+<br/>16HA14</b> | 66.85                      | <b>21HA16+<br/>16HA14</b> |
| 3 <sup>ème</sup> étage  | 20x460                        | 18.40                                     | 65.50                                      | 66.85                      | <b>21HA16+<br/>16HA14</b> | 66.85                      | <b>21HA16+<br/>16HA14</b> |
| 4 <sup>ème</sup> étage  | 20x460                        | 18.40                                     | 62.20                                      | 62.33                      | <b>31HA16</b>             | 62.33                      | <b>31HA16</b>             |
| 5 <sup>ème</sup> étage  | 20x460                        | 18.40                                     | 62.20                                      | 62.33                      | <b>31HA16</b>             | 62.33                      | <b>31HA16</b>             |
| 6 <sup>ème</sup> étage  | 20x460                        | 18.40                                     | 62.20                                      | 62.33                      | <b>31HA16</b>             | 62.33                      | <b>31HA16</b>             |
| 7 <sup>ème</sup> étage  | 20x460                        | 18.40                                     | 51.80                                      | 56.96                      | <b>21HA14+<br/>16HA14</b> | 56.96                      | <b>21HA14+<br/>16HA14</b> |
| 8 <sup>ème</sup> étage  | 20x460                        | 18.40                                     | 51.80                                      | 56.96                      | <b>21HA14+<br/>16HA14</b> | 56.96                      | <b>21HA14+<br/>16HA14</b> |
| 9 <sup>ème</sup> étage  | 20x460                        | 18.40                                     | 51.80                                      | 56.96                      | <b>21HA14+<br/>16HA14</b> | 56.96                      | <b>21HA14+<br/>16HA14</b> |
| 10 <sup>ème</sup> étage | 20x460                        | 18.40                                     | 38.20                                      | 44.89                      | <b>21HA14+<br/>16HA10</b> | 44.89                      | <b>21HA14+<br/>16HA10</b> |
| 11 <sup>ème</sup> étage | 20x460                        | 18.40                                     | 38.20                                      | 44.89                      | <b>21HA14+<br/>16HA10</b> | 44.89                      | <b>21HA14+<br/>16HA10</b> |

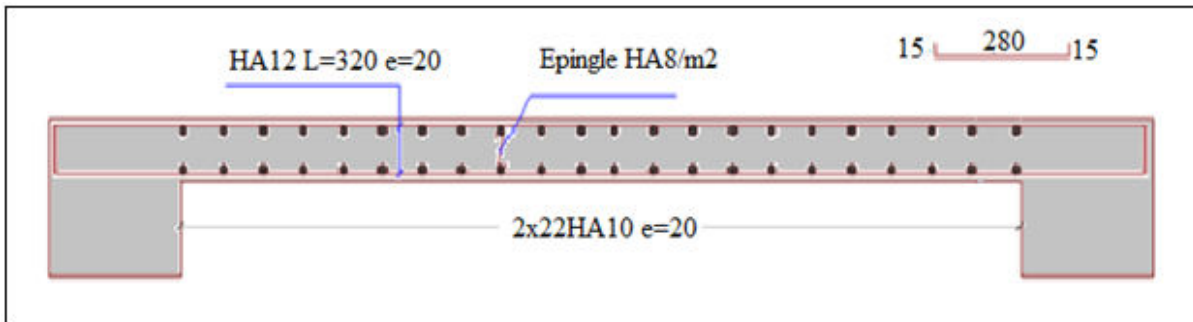
**CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.**

|                         |        |       |       |       |                           |       |                           |
|-------------------------|--------|-------|-------|-------|---------------------------|-------|---------------------------|
| 12 <sup>ème</sup> étage | 20x460 | 18.40 | 38.20 | 44.89 | <b>21HA14+<br/>16HA10</b> | 44.89 | <b>21HA14+<br/>16HA10</b> |
| 13 <sup>ème</sup> étage | 20x460 | 18.40 | 23.30 | 24.35 | <b>31HA10</b>             | 24.35 | <b>31HA10</b>             |
| 14 <sup>ème</sup> étage | 20x460 | 18.40 | 23.30 | 24.35 | <b>31HA10</b>             | 24.35 | <b>31HA10</b>             |
| 15 <sup>ème</sup> étage | 20x460 | 18.40 | 23.30 | 24.35 | <b>31HA10</b>             | 24.35 | <b>31HA10</b>             |

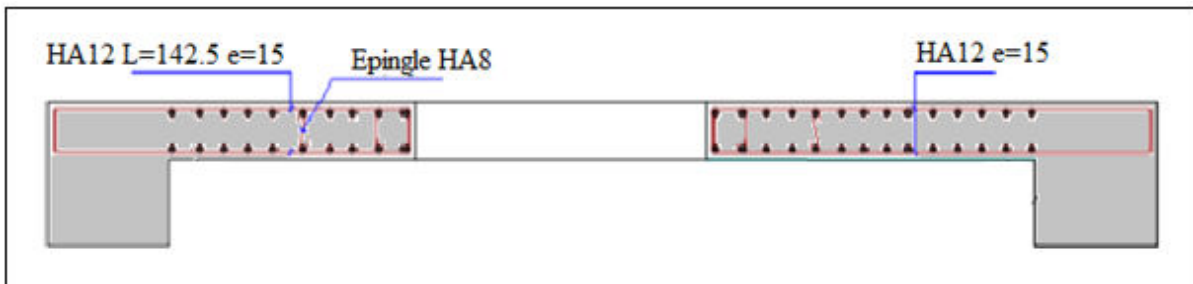
**Tableau VI -20 : Ferrailage du voile transversal V<sub>13</sub>(ACC)**

| Etage                   | Section (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage longitudinal |                           |                         |                           |
|-------------------------|----------------------------|---|---|-------------------------|---------------------------|-------------------------|---------------------------|
|                         |                            |   |   | Section cm <sup>2</sup> | A <sub>u</sub>            | Section cm <sup>2</sup> | A <sub>u</sub> 'c         |
| RDC                     | 20x345                     | 13.80                                   | 30.50                                   | 35.41                   | <b>23HA14</b>             | 35.41                   | <b>23HA14</b>             |
| 1 <sup>ère</sup> étage  | 20x345                     | 13.80                                   | 29.80                                   | 35.41                   | <b>23HA14</b>             | 35.41                   | <b>23HA14</b>             |
| 2 <sup>ème</sup> étage  | 20x345                     | 13.80                                   | 29.80                                   | 35.41                   | <b>23HA14</b>             | 35.41                   | <b>23HA14</b>             |
| 3 <sup>ème</sup> étage  | 20x345                     | 13.80                                   | 29.80                                   | 35.41                   | <b>23HA14</b>             | 35.41                   | <b>23HA14</b>             |
| 4 <sup>ème</sup> étage  | 20x345                     | 13.80                                   | 26.30                                   | 29.09                   | <b>14HA10+<br/>16HA12</b> | 29.09                   | <b>14HA10+<br/>16HA12</b> |
| 5 <sup>ème</sup> étage  | 20x345                     | 13.80                                   | 26.30                                   | 29.09                   | <b>14HA10+<br/>16HA12</b> | 29.09                   | <b>14HA10+<br/>16HA12</b> |
| 6 <sup>ème</sup> étage  | 20x345                     | 13.80                                   | 26.30                                   | 29.09                   | <b>14HA10+<br/>16HA12</b> | 29.09                   | <b>14HA10+<br/>16HA12</b> |
| 7 <sup>ème</sup> étage  | 20x345                     | 13.80                                   | 19.00                                   | 23.56                   | <b>14HA10+<br/>16HA10</b> | 23.56                   | <b>14HA10+<br/>16HA10</b> |
| 8 <sup>ème</sup> étage  | 20x345                     | 13.80                                   | 19.00                                   | 23.56                   | <b>14HA10+<br/>16HA10</b> | 23.56                   | <b>14HA10+<br/>16HA10</b> |
| 9 <sup>ème</sup> étage  | 20x345                     | 13.80                                   | 19.00                                   | 23.56                   | <b>14HA10+<br/>16HA10</b> | 23.56                   | <b>14HA10+<br/>16HA10</b> |
| 10 <sup>ème</sup> étage | 20x345                     | 13.80                                   | 14.60                                   | 18.06                   | <b>23HA10</b>             | 18.06                   | <b>23HA10</b>             |
| 11 <sup>ème</sup> étage | 20x345                     | 13.80                                   | 14.60                                   | 18.06                   | <b>23HA10</b>             | 18.06                   | <b>23HA10</b>             |
| 12 <sup>ème</sup> étage | 20x345                     | 13.80                                   | 14.60                                   | 18.06                   | <b>23HA10</b>             | 18.06                   | <b>23HA10</b>             |
| 13 <sup>ème</sup> étage | 20x345                     | 13.80                                   | 14.60                                   | 18.06                   | <b>23HA10</b>             | 18.06                   | <b>23HA10</b>             |
| 14 <sup>ème</sup> étage | 20x345                     | 13.80                                   | 14.60                                   | 18.06                   | <b>23HA10</b>             | 18.06                   | <b>23HA10</b>             |
| 15 <sup>ème</sup> étage | 20x345                     | 13.80                                   | 14.60                                   | 18.06                   | <b>23HA10</b>             | 18.06                   | <b>23HA10</b>             |

VI.3. Exemple du schéma de ferrailage des voiles :



**Figure VI-70 :** Coupe horizontale du ferrailage du voile transversal  $V_{t1}$  sans ouverture du 13<sup>ème</sup>, 14<sup>ème</sup>, 15<sup>ème</sup> étage.



**Figure VI-71 :** Coupe horizontale du ferrailage du voile longitudinal avec ouverture VL2.

**CHAPITRE VII :**

**ETUDE DES FONDATIONS**

### I. Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure ;
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le report et la répartition des charges à un niveau convenable du sol, eu égard à sa nature et à ses caractéristiques mécaniques, posent à l'étude des fondations trois préoccupations essentielles :

- ✓ L'implantation des fondations liée aux notions de nature des sols, de constructions voisines, d'affouillements et d'érosion dus à l'eau, de défauts cachés du terrain, d'ouvrages existants en sous-sol, mais aussi d'un point de vue générale, liée au type de construction et à la disposition des éléments qui servent de point d'appui;
- ✓ La résistance du sol sur lequel sont reportées les charges mettant les fondations à l'abri des ruptures ;
- ✓ Le tassement et déformation du sol qui doivent rester dans les limites acceptables, évitant à la construction des désordres gênants à son exploitation et a fortiori des dommages compromettant sa stabilité.

#### I.1. Types de fondations

Lorsque le bon sol est à grande profondeur (supérieur à deux mètres) on opte pour des fondations dites profondes. Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux. Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forés par leur plus grand diamètre (un mètre et plus). D'une manière générale, et suivant la profondeur du bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

- [0,8 à 1,5 ]m ► Fondations superficielles ;
- [1,5 à 5 ]m ► Fondations profondes sur puits ;
- > 5 ]m ► Fondations profondes sur pieux.

**NB :** On se limitera uniquement aux Fondations superficielles.

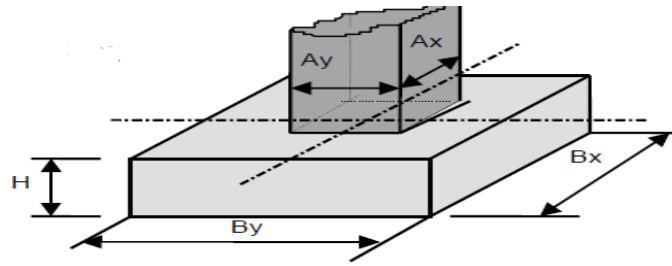
#### I.2. Divers types de fondations superficielles :

- ❖ Les semelles isolées :

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux. Leurs dimensions de surface sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte :



- ✓ Semelles rectangulaires :



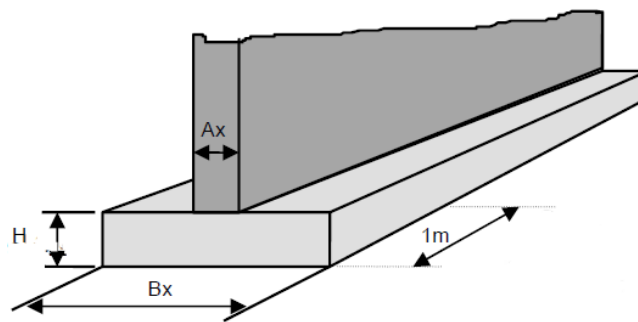
**Figure VII.1 :** Semelle isolée rectangulaire.

- ✓ Semelle circulaire :

Les semelles sont axées sur le poteau, la hauteur H est définie de même façon, en fonction des diamètres du poteau et de la semelle.

- ❖ Les semelles filantes :

Les semelles filantes sont les fondations des voiles. La hauteur H est définie comme pour les semelles isolées.



**Figure VII.2 :** Semelle filante

Les semelles sous mur sont donc semelles continues ayant le même contour que le mur supporté.

La semelle sous mur peut être flexible, dans ce cas l'épaisseur est de 5 à 10 cm ou rigide dans ce cas la hauteur doit nécessairement vérifier la condition de rigidité qui s'écrit :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

(B,b) représentent respectivement les largeurs de la semelle et du poteau

- ❖ Radier :

Un radier général est une fondation constituée par une dalle éventuellement nervurée, s'étendant en plan sur la totalité de la surface occupée par la construction.

Cette solution est en principe adoptée :

- ✓ soit quand la construction peut être fondée sur une couche de terrain rencontrée à faible profondeur au-dessous du niveau inférieur des sous-sols,

## CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATIONS.

mais dont la pression de rupture est relativement peu élevée : le radier joue alors le rôle de répartisseur de charges.

- ✓ soit lorsque le terrain est inondable d'une façon permanente, périodique ou accidentelle, et qu'il faut protéger des infiltrations d'eau les étages inférieurs de la construction : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche devant résister aux sous-pressions.

Les deux fonctions peuvent d'ailleurs être combinées. La présence de points durs doit faire écarter la solution du radier, de même que les fortes variations et/ou une trop grande dissymétrie des charges, qui pourraient donner lieu à des tassements différentiels importants entre les différentes zones du radier.

Dans le cas de couches sous-jacentes très compressibles, il convient de vérifier que le point de passage de la résultante générale des charges coïncide sensiblement avec le centre de gravité du radier. Des joints de rupture doivent être prévus lorsque la compressibilité du sol est très variable ou lorsque la structure présente des différences marquées de rigidité.

Les radiers fonctionnant comme des planchers soumis à des forces ascendantes (réactions du sol), on adopte usuellement les mêmes solutions constructives que pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. On rencontre donc :

- ✓ des radiers avec dalle, poutres secondaires et poutres principales (radiers nervurés), la dalle étant disposée le plus souvent à la partie inférieure du radier.
- ✓ des radiers en planchers-champignons ou en planchers-dalles renversés et même en dalle épaisse sous murs ou voiles lorsque ceux-ci sont rapprochés.

Il faut remarquer qu'on ne réalise plus guère de radiers voûtés. Dans ce type de radier, les charges étaient transmises au sol par des voûtes renversées dont les poussées devaient être équilibrées par des tirants reliant les appuis. Le calcul de ces voûtes était calqué sur celui des voûtes de couverture, elles-mêmes tombées en désuétude.

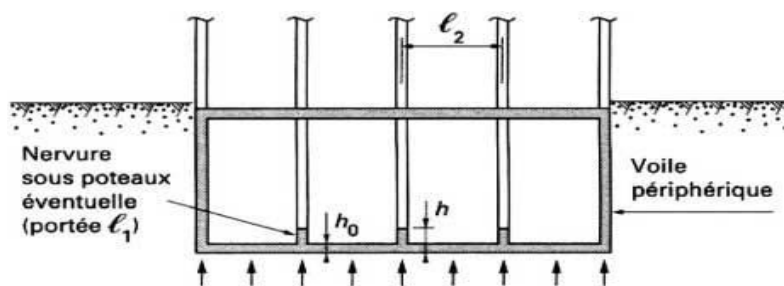


Figure VII.3 : Radier général.

## II. Comportement des fondations lors des séismes :

### II.1. Comportement vibratoire de l'interaction sol-structure :

Si l'on fait vibrer une fondation et que l'on s'intéresse à la propagation des ondes au-dessous on peut distinguer diverses zones : une partie du sol se trouvant sous la fondation va vibrer en phase avec celle-ci, on trouve ensuite une zone de sol où les vibrations ne sont pas en phase avec la structure, on atteint enfin une zone où les vibrations sont suffisamment amorties pour considérer le sol au repos (figure VII.4).

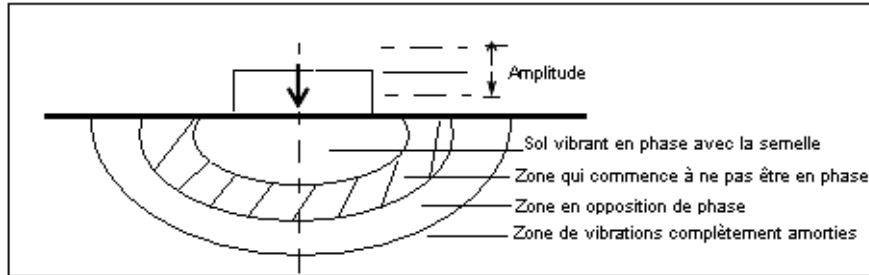


Figure VII.4 : Comportement des fondations lors d'un séisme.

### II.2. Importance des ondes longitudinales sur le comportement des fondations :

Les ondes longitudinales ont une importance particulière en ce qui concerne les caractéristiques mécaniques du sol et donc également pour le comportement des fondations (capacité portante, tassement), et ceci d'autant plus que l'épicentre est proche et le foyer profond. Ces ondes produisent des dilatations et compressions dans la direction de propagation : ces compressions peuvent accroître fortement la pression interstitielle dans le sol (sol saturé) ce qui réduit la résistance au cisaillement et donc abaisse sa capacité propre. Dans les cas extrêmes le phénomène de liquéfaction peut se produire. D'une manière plus courante, on constate des fissures de traction dues au mouvement de subsidence des remblais (figure VII.5).

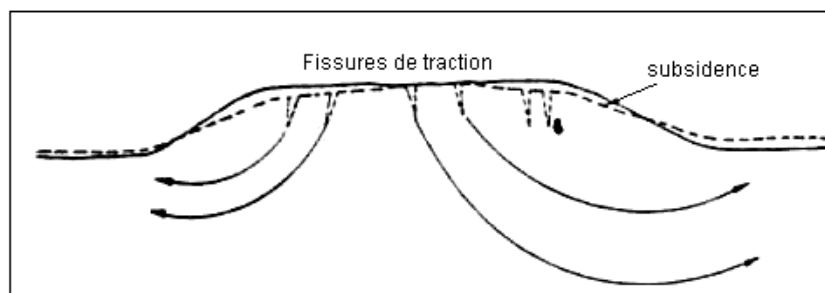


Figure VII.5 : Rupture par cisaillement d'un remblai.

### II.3. Principales causes des ruptures sismiques des fondations :

- 1- **Type de sols** : L'expérience a montré que la plupart des ruptures sismiques produites au niveau des fondations sont survenues dans des sols généralement faibles comme les sols argileux mous, les sables de faible densité et les sols limoneux. Et sans que ça soit une règle ce type de sols tend à amplifier l'excitation sismique des terrains conduisant ainsi à des dégâts importants des structures dans ses parties supérieures et inférieures (fondations). Par exemple les bâtiments endommagés lors du séisme de Spitak 1988 (Arménie) ont été dans la majorité des cas construits dans une région qui était auparavant un marais. Un autre exemple lié au séisme de Guerrero-Michoacan (Mexique 85) pendant lequel la ville de Mexico bâtie sur un sol mou possédant un horizon phréatique, a été fortement endommagée bien que l'épicentre du séisme fût repéré à une distance de 380km au Nord - Ouest de la ville. D'une manière générale les ruptures des fondations sont attendus dans :
  - ✓ les terrains renfermant des couches de forte épaisseur des sols mous ;
  - ✓ sols disposant de capacités portantes faibles ;
  - ✓ sols susceptibles de se liquéfier ;
  - ✓ sols possédant un horizon phréatique élevé.
- 2- **Résonance du système sol-superstructure** : Elle est traduite par la relation entre la fréquence naturelle de la couche du sol et la fréquence naturelle de la superstructure. La majorité des structures endommagées lors du séisme de Guerrero-Michoacan (Mexique 1985) ont été constatées dans la partie ouest de la ville, la plupart des structures de (9 à 12 étages) mettaient en évidence une fréquence naturellement voisine de la fréquence naturellement de la couche de sol des fondations. Après ce séisme des études ont révélé que pour des fréquences naturellement basses (sols mous), la fréquence naturelle de la couche de sol n'est pas affectée considérablement par la présence de la structure quel que soit le type de fondation utilisé (Romo et auvinet 91), ainsi la résonance potentielle d'une superstructure construite sur un sol mou peut induire une sollicitation très forte sur la structure et les fondations.

On peut conclure que la rigidité de la superstructure et de la fondation doivent être considérée par rapport à la fréquence naturelle et la couche du sol de fondation.

### II.4. Capacité portante des sols sous excitation sismique :

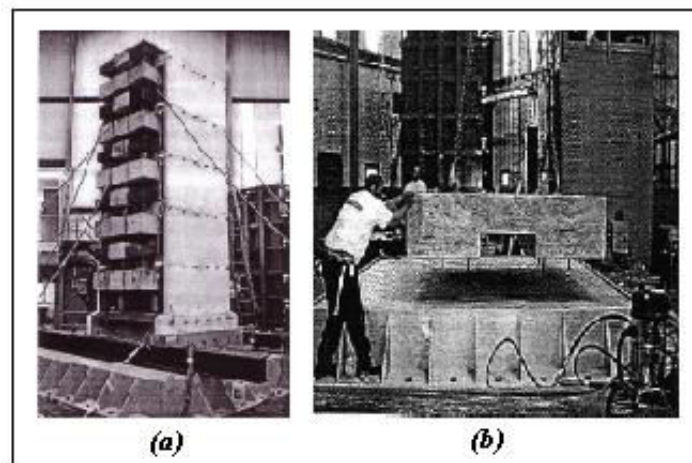
A. PECKER ; a entrepris une étude sur la capacité portante des fondations sous sollicitations sismiques. Nous reprenons ci-après intégralement les conclusions de l'étude :

- ✓ lorsque le dimensionnement statique de la fondation est acceptable, c'est-à-dire lorsque les coefficients de sécurité statique sont supérieurs à 2,5 environ, il n'est pas nécessaire, dans les évaluations de capacité portante, de prendre en compte les forces d'inertie dans le sol ;
- ✓ par contre, lorsque les coefficients de sécurité statiques deviennent inférieurs à 2 ou 2,5, les méthodes usuelles d'évaluation de la capacité portante présentent un danger potentiel puisque la prise en compte des efforts d'inertie dans le sol peut modifier très sensiblement l'évaluation de la charge limite.

Ces résultats, expliquent, tout au moins qualitativement selon l'auteur de l'étude, les ruptures de fondations observées à Mexico en 1985, présentées sommairement dans le paragraphe précédent.

Essais dynamiques sur table vibrante :

Les dispositifs de tables vibrantes sont notamment utilisés pour l'étude du comportement sismique de structures de génie civil ; néanmoins des essais sur le comportement des fondations superficielles ont aussi été réalisés. Par exemple, une série d'essais, nommée CAMUS IV, a eu lieu sur la table vibrante Azalée du CEA Saclay (France) en Octobre 1999. Il s'agissait d'un modèle à l'échelle 1/3 d'une structure à cinq étages. Alors que des tests précédents avaient été réalisés avec un encastrement total de la base de la structure, le modèle de CAMUS IV reposait sur un bac de sable, ancré à la table vibrante. Le modèle a été testé horizontalement pour deux accélérogrammes différents de niveaux croissants d'excitation de 0,05g à 1,1g. Les essais ont permis de retrouver toutes les caractéristiques de la rupture d'une fondation superficielle sous charges sismiques ; le fort décollement au niveau de l'interface sol – fondation, les boucles d'hystérésis de la réponse de la structure représentant la dissipation d'énergie dans le sable, la présence d'un tassement et d'une rotation résiduels non négligeables en fin de sollicitation. Le modèle et la mise en place de la fondation sont présentés sur (figure VII.6).



**Figure VII.6** : Essais CAMUS IV : a) Modèle de structure, b) Mise en place de la fondation.

On peut noter que l'utilisation des équipements puissants pour l'étude de la stabilité dynamique des fondations superficielles, comme les centrifugeuses et les tables vibrantes, a offert une motivation forte vers la prise en compte des déplacements permanents pour leur conception, suivant les idées de NEWMARK. La mise en évidence des mécanismes de rupture et l'étude détaillée de leurs caractéristiques, suivies par des évaluations quantitatives concrètes des déplacements et des rotations permanentes à travers des essais en centrifugeuse ou sur table vibrante, ont fourni la vérification expérimentale de nombreux modèles théoriques visant à la description plus rationnelle du phénomène d'interaction dynamique sol – structure.

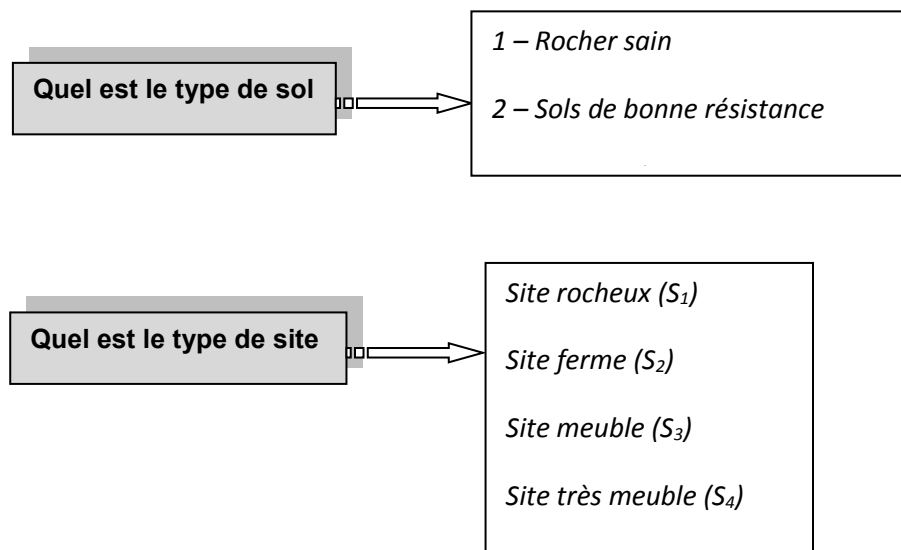
### II.5. Sollicitations due aux séismes

En termes de sollicitations, les séismes engendrent sur les fondations des actions multiples, notamment :

- ✓ des efforts directs et indirects (translation horizontale et torsion) ;
- ✓ des efforts verticaux (action verticale du séisme) ;
- ✓ des moments de renversement ;
- ✓ des tassements différentiels, et des déplacements horizontaux différentiels du sol.

### III. Rappels sur la reconnaissance des sols :

Quelle que soit l'importance d'une construction, on doit identifier le sol qui supportera les fondations et pouvoir en estimer les capacités de résistance. Aussi, tout projet quel qu'il soit doit commencer par une reconnaissance approfondie des sols, laquelle, le plus souvent, doit être accompagnée d'essais In situ et en laboratoire. La présence du risque séisme rend cette étude plus nécessaire encore, puisque le sol d'assise se trouve en mouvement, et d'autres phénomènes plus spécifiques peuvent apparaître tels que la liquéfaction, les tassements importants et une perte de capacité. Ainsi l'étude du sol devra être suffisamment détaillée pour permettre de déterminer les propriétés mécaniques du sol et de le classer dans le site normalisé adéquat. Ainsi le géotechnicien devra poser les 2 questions suivantes :



Et devra également porter une attention particulière aux formations géologiques à priori suspectes de se liquéfier sous l'action sismique. En Algérie, et après les anomalies constatées dans l'élaboration des édifices, par les différentes expertises entreprises lors du séisme du 21/05/2003, l'étude géotechnique des sols est devenue obligatoire pour les ouvrages d'importance moyenne ou plus, implantés en zone de sismicité moyenne à élevée. Bien appliquée, cette décision du Ministère de l'Habitat contribuera sans l'ombre d'un doute à rendre nos constructions moins vulnérables vis-à-vis du risque sismique.

### III.1. Essais en laboratoire :

Au laboratoire on procède à un certain nombre d'essais qui donnent les principales caractéristiques du sol analysé, consignées dans un rapport.

#### a) Prélèvement d'échantillons de sols :

Les prélèvements doivent s'effectuer selon un mode opératoire précis. Ainsi on distingue les prélèvements d'échantillons remaniés et les échantillons intacts. Le type de carottier est choisi en fonction du terrain rencontré. Pour chaque prélèvement, il est établi une fiche de carottage comportant une suite de renseignements identifiant le carottage, tels que :

- ✓ la date du prélèvement ;
- ✓ la profondeur ;
- ✓ le type de carottier utilisé.

Un grand soin doit être apporté à la conservation des carottes jusqu'au laboratoire, pour que l'échantillon analysé soit le plus proche possible de la réalité In Situ. C'est ainsi qu'on utilise des emballages rigides, et étanches.

#### b) Nature des essais

Les échantillons servent à établir les propriétés et caractéristiques suivantes :

- ⇒ la teneur en eau d'un sol ;
- ⇒ son poids spécifique ;
- ⇒ ses limites d'Atterberg ;
- ⇒ sa granulométrie ;
- ⇒ le pourcentage des matières organiques ;
- ⇒ son équivalent de sable.

On peut également effectuer différents autres essais tel que :

- ⇒ essai de cisaillement direct ;
- ⇒ essai triaxial ;
- ⇒ essai de compression simple ;
- ⇒ essai œdométrique ;
- ⇒ essai Proctor ;
- ⇒ essai CBR.

### III.2. Essais in Situ :

Le géotechnicien et l'ingénieur géologue dispose de nos jours d'une multitude de techniques et d'essais pour entreprendre son travail. Cette étude pourra être sommaire ou approfondie, en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage.

### a) Reconnaissance géologique :

L'identification du sol est faite par une simple observation visuelle des différentes couches prélevées du sol, confirmée, éventuellement, par l'examen des cartes géologiques disponibles. La coupe suivante montre les résultats d'un sondage effectué à Annaba sur une profondeur de 6m.

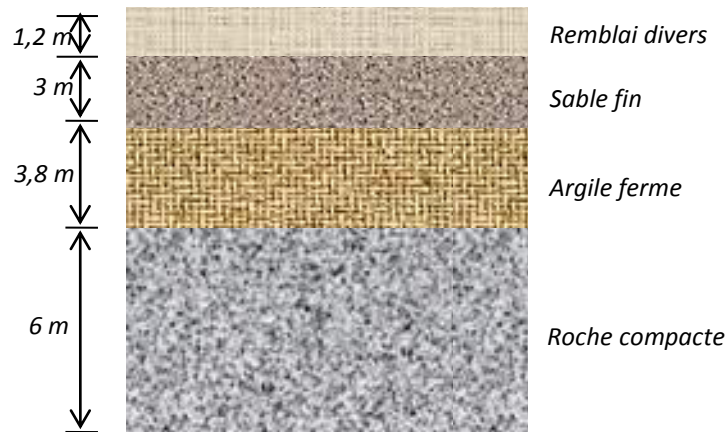


Figure VII.7 : Exemple de coupe de sondage géologique.

### b) Puits, galeries ou tranchées :

Ils sont exécutés, par exemple avec une pelle mécanique; le travail peut s'avérer difficile dans le cas des sols sans cohésion ou lorsqu'on est en présence d'une nappe aquifère.

### c) Sondages :

Ils s'opèrent par forages de petites sections, ce qui permet d'identifier les couches à différentes profondeurs par examen des sols extraits, on pourra procéder à des prélèvements d'échantillons.

### d) Prospection géophysique :

A partir de procédés de surface, on peut déduire l'organisation des couches en sous-sol.

### e) Prospection électrique :

C'est une technique qui repose sur la mesure de la résistivité du sol In-situ à partir des relations connues de l'électricité :

$$R = \rho \frac{l}{s}$$

Avec :

$$V = R.I$$



## CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATIONS.

Pratiquement, l'essai consiste à faire passer dans le sol, entre deux piquets situés à une distance AB, un courant d'intensité I. On mesure la différence de potentielle entre 2 points intermédiaires, C et D, alignés avec AB (figure VII.8). En appliquant la loi d'Ohm, la résistivité  $\varphi$  s'exprime par la relation :

$$\varphi = \frac{2\pi (V_C - V_D)}{I \left( \frac{1}{AC} + \frac{1}{BD} + \frac{1}{AD} \cdot \frac{1}{BC} \right)}$$

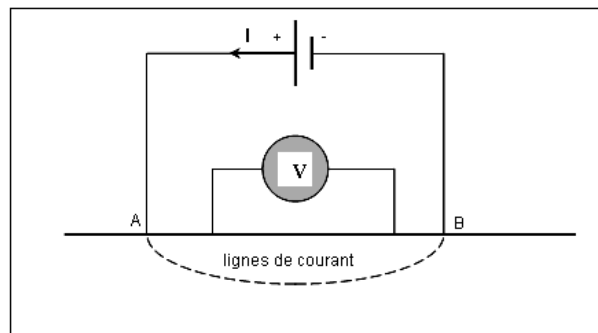
dans cette expression, les unités utilisées sont les suivantes :

$\varphi$  en Ohm-mètre ;

I en ampères ;

V en volts ; les distances sont exprimées en mètre.

Pour une distance AB donnée, on mesure la résistivité  $\varphi_1$  correspondant à une épaisseur  $h_1$ . En faisant varier AB, on obtiendra la résistivité  $\varphi_2$  d'une couche à la profondeur  $h_2$ , etc. Des abaques permettent de connaître les profondeurs des différentes couches. On a remarqué que la résistivité dépend de la quantité d'eau du sol et de sa minéralisation. Les roches éruptives ont une forte résistivité (de l'ordre de 30000 Ohms-mètres); par contre, celle des vases est inférieure à 10 Ohms-mètres.



**Figure VII.8 :** Principe de la prospection électrique.

### f) Prospection sismique :

Les méthodes d'exploration sismique consistent à provoquer des ébranlements dans le sous-sol par l'intermédiaire de choc mécanique ou par une explosion maîtrisée. Il en résulte un train d'ondes qui peuvent avoir plusieurs directions et dont la propagation suit les lois de la réfraction en optique.

Les vitesses de propagation des ondes ainsi créées définissent les catégories de terrains suivants :

1. Sols de faible compacité (terre végétale) :  $50\text{ m/s} < V < 500\text{ m/s}$
2. Argile, sable fin :  $500\text{ m/s} < V < 1500\text{ m/s}$
3. Roches gravières :  $6000\text{ m/s} < V < 7000\text{ m/s}$

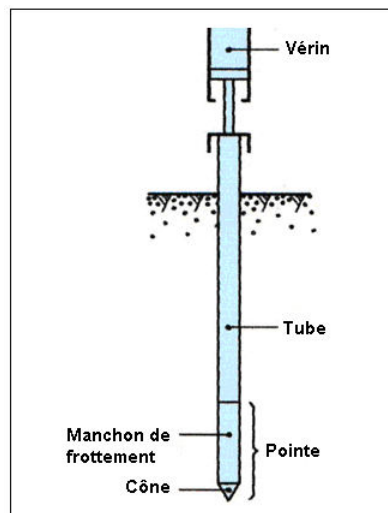
En règle générale, les vitesses augmentent avec la compacité des couches où se propagent les ondes et aussi avec leur profondeur. La prospection sismique est un outil d'investigation du sous-sol puissant : la profondeur étudiée peut atteindre une dizaine de kilomètres. Cependant son coût reste très élevé par rapport aux autres méthodes.

### g) Prospection gravimétrique :

La méthode consiste à mesurer les variations ou les anomalies de la pesanteur, c'est ainsi qu'on peut détecter des cavités. L'appareil utilisé est le gravimètre.

### h) Essais au pénétromètre statique enfoncé sous l'action d'un vérin :

Le pénétromètre statique (figure VII.9) est composé d'un tube latéral cylindrique creux dont la surface extérieure constitue la paroi latérale extérieure, et d'un cylindre – tige coaxial se terminant par une pointe conique qui traverse le tube cylindrique extérieur. On fait progresser alternativement la tige et le tube latéral, et on peut ainsi mesurer séparément: la résistance du sol à la pointe du pénétromètre, et le frottement latéral sur toute la longueur du tube enfoncé progressivement dans le sol.



**Figure VII.9 :** Schéma de principe du pénétromètre statique.

Certains appareils permettent de mesurer simultanément l'effort de pointe et l'effort total. L'examen des graphiques permet de connaître la profondeur à laquelle on peut asseoir la fondation ainsi que le taux de travail admissible du sol à prévoir.

### i) Essais au pénétromètre dynamique :

En principe, le pénétromètre dynamique est constitué par une tige se finissant par un cône triangulaire de révolution. La progression du train de tiges se fait par percussion sur la tête supérieure des tiges.

### j) Pressiomètre :

Un pressiomètre (figure VII.10) sert à mesurer la butée horizontale des sols en place et les déformations qui permettent de la mobiliser. Pratiquement, on induit dans un forage un cylindre dilatable; on mesure les déformations radiales en fonction de la pression exercée. L'interprétation de l'essai se fait par analyse de la courbe { Effort/déformation }.



**Figure VII.10 :** Photo d'un pressiomètre en activité.

### k) Standard Pénétration Test (SPT) :

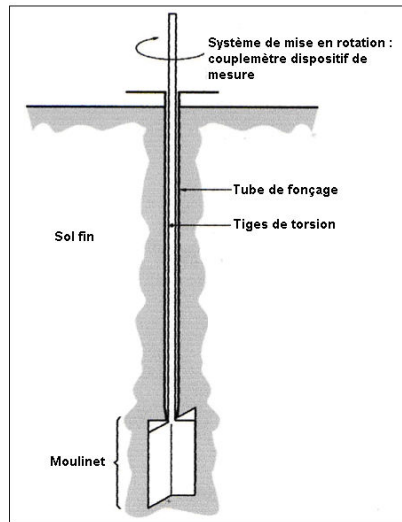
Le principe du SPT consiste à mesurer l'énergie nécessaire pour enfoncer un carottier dans le sol (nombre de coups de mouton de 63,5kg tombant de 0,75m). Dans l'essai standard, on mesure le nombre de coups pour faire pénétrer l'appareil de 15 à 45cm. Ce nombre peut dépasser 50.



**Figure VII.11 :** Photo d'un standard pénétration test (SPT).

### l) Scissomètre :

Un scissomètre (figure VII.12) permet de mesurer la cohésion d'un terrain en place et s'utilise particulièrement pour les argiles molles ou les vases. L'effort de rotation se mesure en évaluant le couple de torsion développé dans l'axe d'entraînement.



**Figure VII.12 :** Schéma de principe de l'essai au scissomètre.

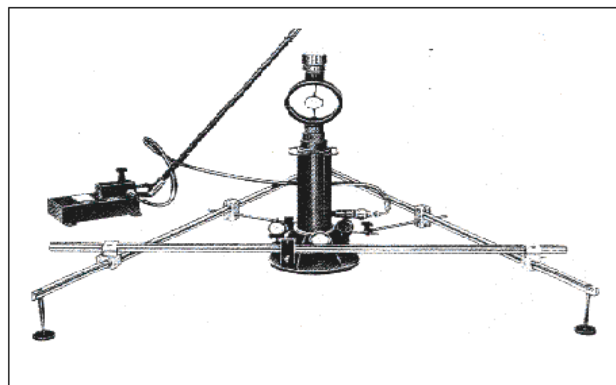
La valeur de la cohésion s'exprime par une relation de la forme :

$$C = \frac{M}{K}$$

K étant un coefficient dépendant du type d'appareils utilisé, et la valeur de C, exprimée en Pascals.

### m) Essais à la plaque :

Les essais à la plaque consistent à déterminer le déplacement vertical moyen de la surface du sol située sous une plaque rigide.



**Figure VII.13 :** Matériel d'essai à la plaque.

### IV. Catégories et critères de classification des sols :

La nature des sols doit être déterminée sur la base des paramètres géotechniques (nature géologique, angle de frottement, cohésion, etc.) résultants de la reconnaissance du site. En fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent, les règles parasismiques Algériennes définissent 4 types de sites, classés principalement en fonction de leur vitesse d'onde de cisaillement, vitesse définie par l'expression suivante :

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Avec :

G = module de cisaillement instantané initial ;

$\rho$  = masse volumique du sol sous la fondation.

En fonction de la valeur de la vitesse des ondes, les règles parasismiques Algériennes classent les sols en 4 sites, présentés ci-après:

- ✓ **Catégorie S<sub>1</sub>** (site rocheux) : elle correspond aux roches ou toute autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement supérieure ou égale à 800m/s ;
- ✓ **Catégorie S<sub>2</sub>** (site ferme) : elle correspond à des dépôts de sables et de graviers très denses, ou d'argiles sur-consolidées sur une épaisseur de 10 à 20m, avec une vitesse moyenne d'onde de cisaillement supérieure ou égale à 400m/s à partir de 10m de profondeur ;
- ✓ **Catégorie S<sub>3</sub>** (site meuble): elle correspond à des dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec une vitesse moyenne d'onde de cisaillement supérieure ou égale à 200m/s à partir de 10m de profondeur ;
- ✓ **Catégorie S<sub>4</sub>** (site très meuble) : elle correspond soit à des dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec une vitesse moyenne d'onde de cisaillement strictement inférieure à 200m/s dans les 20 premiers mètres ; ou encore à des dépôts d'argile molle à moyennement raide avec vitesse moyenne d'onde de cisaillement strictement inférieure 200m/s dans les 20 premiers mètres.

Il est également possible de classer les sites à partir des résultats d'autres essais, tels que le pénétromètre statique, le pressiomètre et le SPT. Pour cela et en fonction des résultats obtenus, on pourra utiliser le tableau V.1 pour la classification des sols.

## CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATIONS.

**Tableau VII-1** : Classification des sites selon le RPA2003.

| Description  | $q_c$    | $N$     | $p_l$<br>MPa | $E_p$<br>MPa | résistance ultime du sol (MPa) | Vitesse de cisaillement (m/s) |
|--|----------|---------|--------------|--------------|--------------------------------|-------------------------------|
| S <sub>1</sub> : sols rocheux  | -        | -       | > 5          | > 100-       | > 10                           | ≥ 800                         |
| S <sub>2</sub> : sols ferme  | > 15     | > 50    | >2           | >20          | >0.4                           | ≥400 - < 800                  |
| S <sub>3</sub> : sols meuble   | 1.5 ~ 15 | 10 ~ 50 | 1 ~ 2        | 5 ~ 20       | 0,1 ~ 0.4                      | ≥200 <400                     |
| S <sub>4</sub> : sol très meuble ou présence de 3m au moins d'argile molle (b) | < 1.5    | < 10    | <1           | < 5          | < 0.1                          | ≥ 100 <200                    |

(a) : La valeur de la vitesse de l'onde de cisaillement du rocher doit être mesurée sur site ou estimée dans le cas d'un rocher peu altéré. Les roches tendres ou très altérées peuvent être classées en catégorie S<sub>2</sub> dans le cas où  $V_s$  n'est pas mesurée. Le site ne peut être classé dans la catégorie S<sub>1</sub> s'il existe plus de 3m de sols entre la surface du rocher et le niveau bas des fondations superficielles ;

b) : L'argile molle est définie par un indice de plasticité  $I_p > 20$ , une teneur en eau naturelle  $w_n \geq 40\%$ , et une résistance non drainée  $C_u < 25 kPa$ .

Ainsi dans l'étude sismique, et selon la disponibilité et la fiabilité des résultats des différents types d'essais, le site sera classé dans la catégorie la plus appropriée et ce conformément au tableau V.1. En cas de doute sur la nature du terrain, il est recommandé de classer le site dans la catégorie immédiatement la plus défavorable. Pour les sites à risque, présentés ci-après, des investigations géotechniques plus approfondies deviennent nécessaires :

- ⇒ la présence de sols à risque sous séisme tels que les sols potentiellement liquéfiables, les sols faiblement cimentés et les anciens remblais ;
- ⇒ les sols vaseux ou argileux avec une très forte teneur en matière organique s'étalant sur une épaisseur de plus de 3m ;

- ⇒ la présence d'argile très plastique (indice de plasticité supérieur à 75) sur une épaisseur de plus de 6m ;
- ⇒ la présence sur une épaisseur de plus de 30m d'une couche d'argile molle à moyennement raide.

### V. Contrainte admissible du sol :

La contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- ✓ Poids spécifique du sol sec  $\gamma_d$ .
- ✓ Poids spécifique des grains  $\gamma_s$ .
- ✓ Cohésion non drainée  $C_u$ .
- ✓ Angle de frottement effectif  $\phi$ .

Pour notre projet  $\bar{\sigma} = 2$  bars.

La profondeur de la fondation doit être supérieure à **H/10**.

Avec : **H** : Hauteur totale de la Tour  $H = 53,00\text{m}$       $\Rightarrow$       $H/10 = 5,30 \text{ m}$

- ❖ Selon le rapport géotechnique de l'étude de sol du terrain le bon sol existe à une profondeur de 5,40m.
- ❖ Finalement on prend dans les calculs une profondeur des fondations de 5,40 m.

### VI. Déterminations du type de fondation :

Il paraît bien que la nature géométrique des voiles nécessite le choix des semelles filantes, qui sont variées en dimensions selon la variété des valeurs des charges (permanentes et d'exploitations) transmises aux poteaux et voiles.

Donc, il est nécessaire de passer au calcul des dimensions de chaque semelle filante pour chaque poteau et voile dont la longueur est bien déterminée.

VI.1. Calcul de la semelle isolée :

a) Pré dimensionnement :

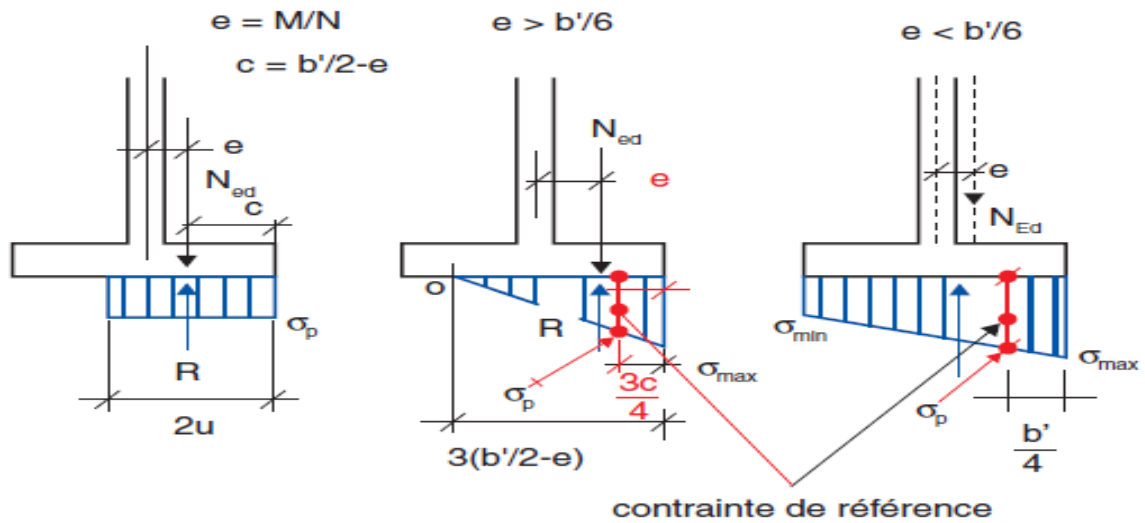


Figure VII.14 : Diagramme des contraintes du sol agissant sur les semelles isolées

On va prendre comme exemple de calcul une semelle isolée sous poteaux qui est la plus sollicitée (semelle centrale) :

- ✓ ELS :  $N_{s \max} = 3618,52 \text{ KN}$  ;  $MS_{\max} = -18,93 \text{ KN.m}$
- ✓ ELU :  $Nu_{ma} = 4974,86 \text{ KN}$  ;  $Mu_{\max} = -26,36 \text{ KN.m}$
- ✓ ACC :  $N_{acra} = 3991,12 \text{ KN}$  ;  $M_{acchab} = 235,96 \text{ N.m}$
- ✓  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,2 \text{ MPa}$
- ✓  $a = 90 \text{ cm}$
- ✓  $b = 90 \text{ cm}$

❖ Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \Rightarrow A \approx B \text{ (semelles carrées)}$$

On a :

ELS :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol} \\ \sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \Rightarrow \end{array} \right\} A \times B = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

$$(1) \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}} \times \frac{b}{a}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{3618,52}{200} \times \frac{0,90}{0,90}} \Rightarrow B \geq 4,25 \text{ m}$$



ACC :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol} \\ \sigma_{sol} = \frac{N_{ACC}}{A \times B} \end{array} \right\} \Rightarrow A \times B = \frac{N_{ACC}}{\sigma_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

$$(1) \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ACC}}{\sigma_{sol}} \times \frac{b}{a}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{3991,12}{200} \times \frac{0,90}{0,90}} \Rightarrow B \geq 4,46 \text{ m}$$

Donc finalement on choisit une semelle de (4,50m×4,50m).

❖ Détermination de "d" et "ht" :

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles) :

$$A - a \geq d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow 4,50 - 0,90 \geq d \geq \frac{4,50-0,90}{4} \Rightarrow 3,60 \text{ m} \geq d \geq 0,90 \text{ m}$$

$$\Rightarrow d = 115 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou : } h = d + 5 \text{ cm} \Rightarrow h = 120 \text{ cm.}$$

❖ Vérification des conditions de stabilité :

Selon le BAEL 91, on a :

$$\checkmark e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{18,93}{3618,52} = 0,005 \text{ m}$$

$$\checkmark e_0 = 0,005 \text{ m} \leq \frac{A}{6} = \frac{4,50}{6} = 0,75 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Selon le RPA 99 / version 2003(Art 10.1.5), on a :

$$e_0 = 0,005 \text{ m} \leq \frac{A}{4} = \frac{4,50}{4} = 1,125 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification des conditions de rigidité :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{max} = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} \\ \sigma_{moy} = \frac{\sigma_{min} + 3\sigma_{max}}{4} = 130,143 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{min} = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B}$$

$$\sigma_{max} = \left(1 + \frac{6 \times 0,005}{4,50}\right) \frac{3618,52}{4,50 \times 4,50} = 179,88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{177,50 + 3 \times 179,88}{4} = 179,28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \left(1 - \frac{6 \times 0,005}{4,50}\right) \frac{3618,52}{4,50 \times 4,50} = 177,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 179,28 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Calcul du ferrailage :**

$$\text{Poids propre de la semelle} = 0,60 \times (4,50) \times 25 = 303,75 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_s = 3618,52 + 303,75 = 3922,27 \text{ KN}$$

$$N_u = 4974,86 + 1,35 \times 303,75 = 5384,922 \text{ KN}$$

$$e_{so} = 0,005 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{4,50}{6} = 0,75 \text{ m} \quad ; \quad e_{uo} = 0,030 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{4,50}{6} = 0,75 \text{ m}$$

$$e_{so}; e_{uo} \leq \frac{B}{18} = \frac{4,50}{18} = 0,25 \text{ m}$$

**ELU:**

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle, on utilise :

$$N_u' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = \left(1 + \frac{3 \times 0,005}{4,50}\right) \times 5384,922 = 5402,871 \text{ KN}$$

$$A_{xst} = A_{yst} = \frac{N_u'(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5402,871 (4,50 - 0,90)}{8 \times 1,15 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 60,75 \text{ cm}^2$$

On adopte : **31×HA16** de section 62,33 cm<sup>2</sup>.

**ELS :**

**Fissuration préjudiciable :**

- ✓  $\eta = 1,6$  ;
- ✓  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;
- ✓  $N_s' = \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times N_s = \left(1 + \frac{3 \times 0,05}{4,50}\right) \times 3922,27 = 3935,34 \text{ KN}$  ;
- ✓  $\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ .

$$A_{xst} = A_{yst} = \frac{N_s'(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3935,34 \times (4,50 - 0,90)}{8 \times 1,15 \times 201,63 \times 10^{-1}} = 76,37 \text{ cm}^2$$

$$\diamond \text{ Vérification au poinçonnement : } k = 4 - 5 \sqrt{\frac{S_0}{S}} + 2 \frac{S_0}{S}$$

Selon le BAEL 91 révisées 99 (Art A.5.2.42) , la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq \bar{N}_u = 0,045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

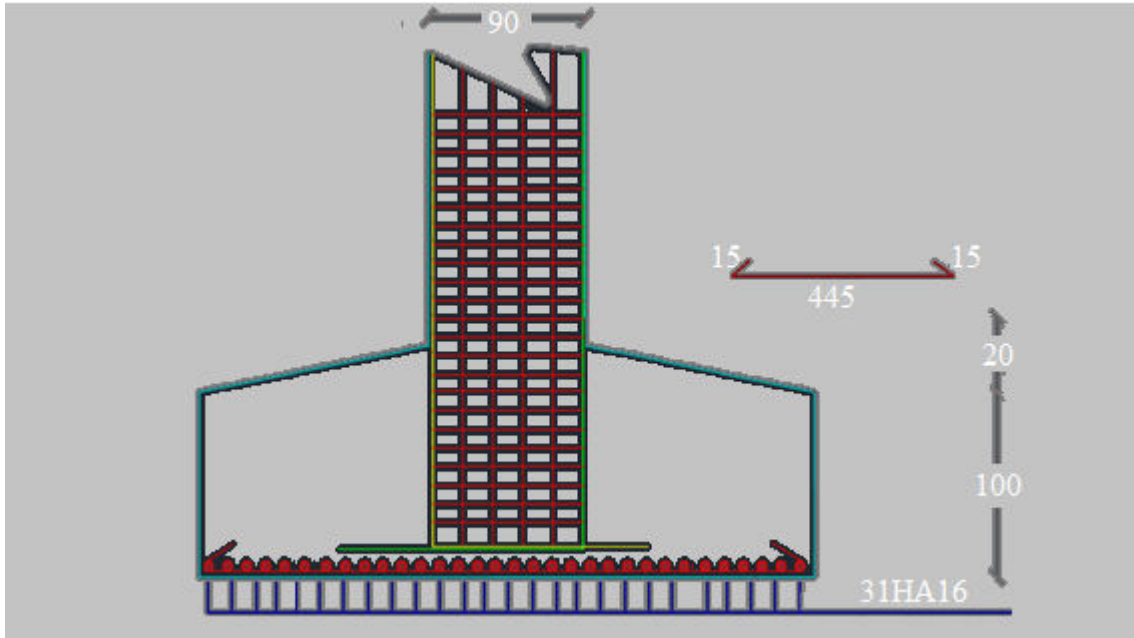
- ✓  $h = 1,20 \text{ m}$  ;
- ✓  $P_c$  : Le périmètre utile  $\Rightarrow P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = (0,90 + 1,20 + 0,90 + 1,20) \times 2 = 8,40 \text{ m}$

$$\bar{N}_u = 0,045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 8,40 \times 1,20 \times 25 / 1,5 = 7,56$$

$$Nu = Nu_0 \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right) \quad ; \quad Nu_0 : \text{Effort maximal tiré sur la semelle}$$

$$Nu = 5813,94 \text{ KN}$$

- ✓  $S_0 = (a+h) \times (b+h) = (0,90+1,20) \times (0,90+1,20) = 4,41 \text{ m}^2$
- ✓  $S_t = A \times B = 20,25 \text{ m}^2 \Rightarrow Nu = 4,23 \text{ MN} < 9,87 \text{ MN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$



**Figure VII.15 :** Exemple de coupe 1-1 de ferrailage de semelle isolée centrée avec le ferrailage de poteaux

## VI.2. Commentaire sur le choix de fondation :

On déduit que la surface totale des semelles (isolées) dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à n'est pas faire le calcul des semelles filantes, et nous optons pour un radier général comme fondation.

## VII. Etude du radier général

### VII.1. Pré dimensionnement du radier général :

#### a) Epaisseur de Nervure du radier :

L'épaisseur (hr) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ Formule empirique :

$$\text{La nervure du radier doit avoir une hauteur } h \text{ égale à : } h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{460}{10} = 46,00 \text{ cm.}$$

Avec  $L_{max}$  = entre axes maximaux des poteaux parallèlement aux nervures.

❖ Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm)

❖ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{\max}}{5} ; L_{\max} = 5,50 \text{ m} \Rightarrow 57,50 \text{ cm} \leq hr \leq 92,00 \text{ cm}$$

❖ Condition de la longueur élastique :

$$L_e = (4EI/Kb)^{1/4} \geq 2L_{\max} / \pi$$

Avec :

- ✓  $L_e$  : Longueur élastique.
- ✓  $L_{\max}$  : Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.
- ✓  $E_{vj}$  : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée ( $E_{vj}$  10819MPa).
- ✓  $b_1$  : Largeur de la 1<sup>ère</sup> type de nervure du radier = largeur du poteau+10 cm= 90 +10=100 cm.
- ✓  $I$  : Inertie de la section du radier. ( $I = b \times h \times r^3 / 12$ ).
- ✓  $K$  : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ( $K = 40$ MPa).

De la condition précédente, nous tirons  $hr$  :

$$D'où : hr \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 4,60\right)^4 \frac{40}{10819}} = 64,83 \text{ cm}$$

Choix final : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est  $hr = 120$  cm ;  $b = 100$  cm.

#### b) Epaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :  $h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{600}{20} = 30$  cm

Avec :  $L_{\max}$  = entre axes maximaux des poteaux perpendiculairement aux nervures.

❖ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{\max}}{5} ; L_{\max} = 6 \text{ m} \Rightarrow 75 \text{ cm} \leq hr \leq 120 \text{ cm}$$

Choix : On retient une épaisseur de  $h_a = 100$  cm pour la dalle du radier

#### c) Calcul de la surface de radier :

$$S_{\text{radier}} = \frac{N_{\max}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

$\sum Ri$  : La somme des réactions aux niveaux des fondations à ELS et les combinaisons accidentelles selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 10.1.4) suivant :  $G+Q \pm E$  et  $0,8G \pm E$

réduites d'après les résultats réduites de la modélisation de la structure avec logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

$$N_{ser} = 168743,79 \text{ KN}$$

$$N_{ACC(MAX)} = 168874,40 \text{ KN}$$

$$S_{radier} = \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}} = \frac{168874,40}{200} = 844,37 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{radier} = 844,37 \text{ m}^2$$

**NB :** La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

**d) Calcul du débordement :**

$$\text{Largeur minimale de débord } L_d \geq (h/2 ; 30\text{cm})$$

Choix :  $L_d = 50 \text{ cm}$

- ✓  $S_r = S_{Bâtiment} + D \times 2 \times (X+Y)$  ;
- ✓  $S_r$  : Surface de radier ;
- ✓  $S$  : Surface totale de bâtiment ;
- ✓  $X$  : Longueur de bâtiment ;
- ✓  $Y$  : Largeur de bâtiment.

$$S_r = 1286,55 + 0,50 \times 2 \times (37,13 + 34,65) = 1358,33 \text{ m}^2.$$

Alors la surface de radier est  $S_r = 1358,33 \text{ m}^2$ .

$$1358,33 \text{ m}^2 > 1286,55 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{min} > S_{bat}$$

**e) Vérification du radier :**

**1. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u = V_u / (b \times d) \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\checkmark V : \text{L'effort tranchant ultime } V_u = (q_u \times L_{max})/2 = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$\checkmark N_u = 1,35 \times N_{ser} + 1,35 \times \text{Poids radier}$$

$$\Rightarrow N_u = 1,35 \times 168743,79 + 1,35 \times (1358,33 \times 1,00 \times 25) = 273649,75 \Rightarrow N_u = 273649,75 \text{ KN}$$

$$\checkmark L : \text{La longueur maximal d'une bande de } 1\text{m}, L_{max} = 5,50\text{m}$$

$$\Rightarrow V_u = (q_u \times L_{max})/2 = \frac{273649,75 \times 1,00}{1358,33} \times \frac{5,50}{2} = 554,01 \text{ KN}$$

Donc :  $\tau_u = V_u / (b \times d) = 554,01 / (1000 \times 990) = 0,559 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

**f) Vérification de l'effet de sous pression :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_r$$

Avec :

- ✓ W : Poids propre total de la Tour à la base du radier =  $G_{Tour} + G_{radier} = 151,31 + 33,96 = 185,27$  MN ;
- ✓  $\alpha$ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1,5$ ) ;
- ✓  $\gamma$ : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10$  KN/m<sup>3</sup>) ;
- ✓ h : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 1,00 + 0,50 = 1,50$  m) ;
- ✓  $S_r$  : Surface du radier ( $S_r = 1358,33$  m<sup>2</sup>).
- ✓  $\alpha \times \gamma \times h \times S_r = 30,56$  MN < W = 185,27 MN  $\Rightarrow$  Aucun risque de soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique.

**g) Vérification au non poinçonnement : Selon BAEL 91 révisée 99 (Art A.5.24)**

Il s'agit de vérifier que :  $N_u \leq \frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

- ✓  $\mu_c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.
- ✓  $\mu_c = 2(a+b+2hr) = [2(1,00 + 1,00 + 2 \times 1,20)] = 8,80$  m
- ✓  $N_u$  : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité ( $N_u = 4974,86$ KN)
- ✓ h : Epaisseur totale du radier (100cm)

$\Rightarrow \frac{0,07 \times 8,80 \times 1,00 \times 25000}{1,5} = 10266,67$  KN >  $N_u$  : donc pas de risque de poinçonnement.

**h) Vérification de la stabilité du radier au renversement :**

Pour assurer la stabilité de la Tour contre tout risque de renversement dû aux actions sismiques (horizontale ou verticale). On doit vérifier que le rapport du moment stabilisant dû à l'effort normal N et le moment de renversement dû à l'action sismique > à 1,25.

La stabilité de l'ouvrage passe par la vérification suivante :

$$\frac{0,8 \times M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} = \frac{0,8 M_{\text{poids}}}{M_{\text{séisme}}} > 1 \Rightarrow \frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} > 1,25$$

Avec :

- ✓  $M_s$  : Moment stabilisant,  $M_s = W \times L/2$
- ✓  $M_r$  : Moment renversant,  $M_r = \sum F_i \times h_i$
- ✓ W : Poids du bâtiment.
- ✓ F : Force sismique au niveau i.
- ❖ Sens longitudinal :

**Tableau VII-2 : Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal**

| W<br>(KN) | Lx<br>(m) | Lx/2 (m) | Ms<br>(KN.m) | Mr<br>(KN.m) | Ms/Mr | vérification       |
|-----------|-----------|----------|--------------|--------------|-------|--------------------|
| 151309,10 | 37,13     | 18,57    | 2809809,99   | 316077,32    | 8,89  | Condition vérifiée |

## CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATIONS.

❖ Sens transversal :

**Tableau VII-3 : Vérification de renversement de la Tour sens transversal**

| W<br>(KN) | Ly<br>(m) | Ly/2 (m) | Ms<br>(KN.m) | Mr<br>(KN.m) | Ms/Mr | vérification       |
|-----------|-----------|----------|--------------|--------------|-------|--------------------|
| 151309,10 | 34,65     | 17,33    | 2622186,70   | 320462,22    | 8,18  | Condition vérifiée |

**Finalement :** Donc pas de risque de renversement.

### i) Caractéristiques géométriques du radier :

La forme du radier de notre projet est rectangulaire (38,13×35,65) m<sup>2</sup> avec un débordement de 50 cm, On doit déterminer le centre de gravité et les moments d'inertie du radier :

$$\begin{aligned} \checkmark X_G = 19,07 \text{ m} &\Rightarrow I_x = ((19,07 \times 2) \times (17,83 \times 2)^3) / 12 = 144126,37 \text{ m}^4 \\ \checkmark Y_G = 17,83 \text{ m} &\Rightarrow I_y = ((17,83 \times 2) \times (19,07 \times 2)^3) / 12 = 164870,20 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

### j) Calcul des contraintes sous fondation :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_R}{I} \times V$$

- ✓ M<sub>R</sub> : Moment fléchissant dû au séisme ;
- ✓ N : Effort normal max (ELS, G+Q±E et 0,8G±E) ;
- ✓ σ<sub>m</sub> : Contrainte moyenne de la charge répartie par unité de surface.

On doit vérifier :

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,3 \times \sigma_{sol}$$

Avec : σ<sub>m</sub> = 1,3 × σ<sub>sol</sub> = 1,3 × 20 = 26 t/m<sup>2</sup>

❖ Sens transversal :

On adopte une dalle de propreté sous le radier général d'épaisseur 10 cm.

$$\checkmark N_{max} = 273649,75 + \text{Poids propre de la dalle de propreté} = 273649,75 + 1358,33 \times 0,1 \times 25 \Rightarrow N_{max} = 277045,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_{max}}{S_{rad}} + \frac{M_{Rx}}{I_y} \times Y_G = \frac{277045,58}{1358,33} + \frac{316077,32}{164870,20} \times 17,83 = 23,81 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{max}}{S_{rad}} - \frac{M_{Rx}}{I_y} \times Y_G = \frac{277045,58}{1358,33} - \frac{316077,32}{164870,20} \times 17,83 = 16,98 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{my} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 23,81 + 16,98}{4} = 22,10 \text{ t/m}^2 < 1,3 \sigma_{sol} = 26 \text{ t/m}^2$$

❖ Sens longitudinal :

$$\sigma_1 = \frac{N_{max}}{S_{rad}} + \frac{M_{Ry}}{I_x} \times X_G = \frac{277045,58}{1358,33} + \frac{320462,22}{144126,37} \times 19,07 = 24,64 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{max}}{S_{rad}} - \frac{M_{Ry}}{I_x} \times X_G = \frac{277045,58}{1358,33} - \frac{320462,22}{144126,37} \times 19,07 = 16,16 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{mx} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 24,64 + 16,16}{4} = 22,52 \text{ t/m}^2 < 1,3\sigma_{sol} = 26 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte prise en considération dans les calculs de ferrailage est : **22,52 t/m<sup>2</sup>**.

**k) Vérification de la contrainte du sol :**

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol :  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :  $\sigma_b \leq \sigma_{sol}$

$$\checkmark \quad \sigma_{b1} = U_{zmax} \times K$$

$$\checkmark \quad \sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r}$$

Avec :

✓  $U_{zmax}$ : déplacement maximum « Uz » à l'ELS obtenu par le logiciel de calcul des structures : Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010  $\Rightarrow U_{zmax} = 0,5 \text{ cm}$  ;

✓ K : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol »

$$K = 30000 \text{ KN/m}^3 \text{ (tableau du module de réaction du sol) ;}$$

✓  $F_z$ : réaction total de la structure à l'ELS obtenu par le logiciel de calcul des structures: Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

$$\Rightarrow F_z = 168743,79 + 1,00 \times 1358,33 \times 25 = 202702,04 \text{ kN ;}$$

✓  $S_r$ : Surface du radier  $\Rightarrow S_r = 1358,33 \text{ m}^2$ .

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = U_{zmax} \times K = 0,005 \times 30000 = 150 \text{ KN/m}^2 = 1,5 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b1} = 1,5 \text{ bar} \leq \sigma_{sol} = 2,00 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{168743,79 + 1,1 \times 1358,33 \times 25}{1358,33} = 202702,04 / 1365,51 = 149,22 \text{ KN/m}^2 = 1,50 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b2} = 1,50 \text{ bar} \leq \sigma_{sol} = 2,00 \text{ bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



VII.2. Ferrailage du radier :

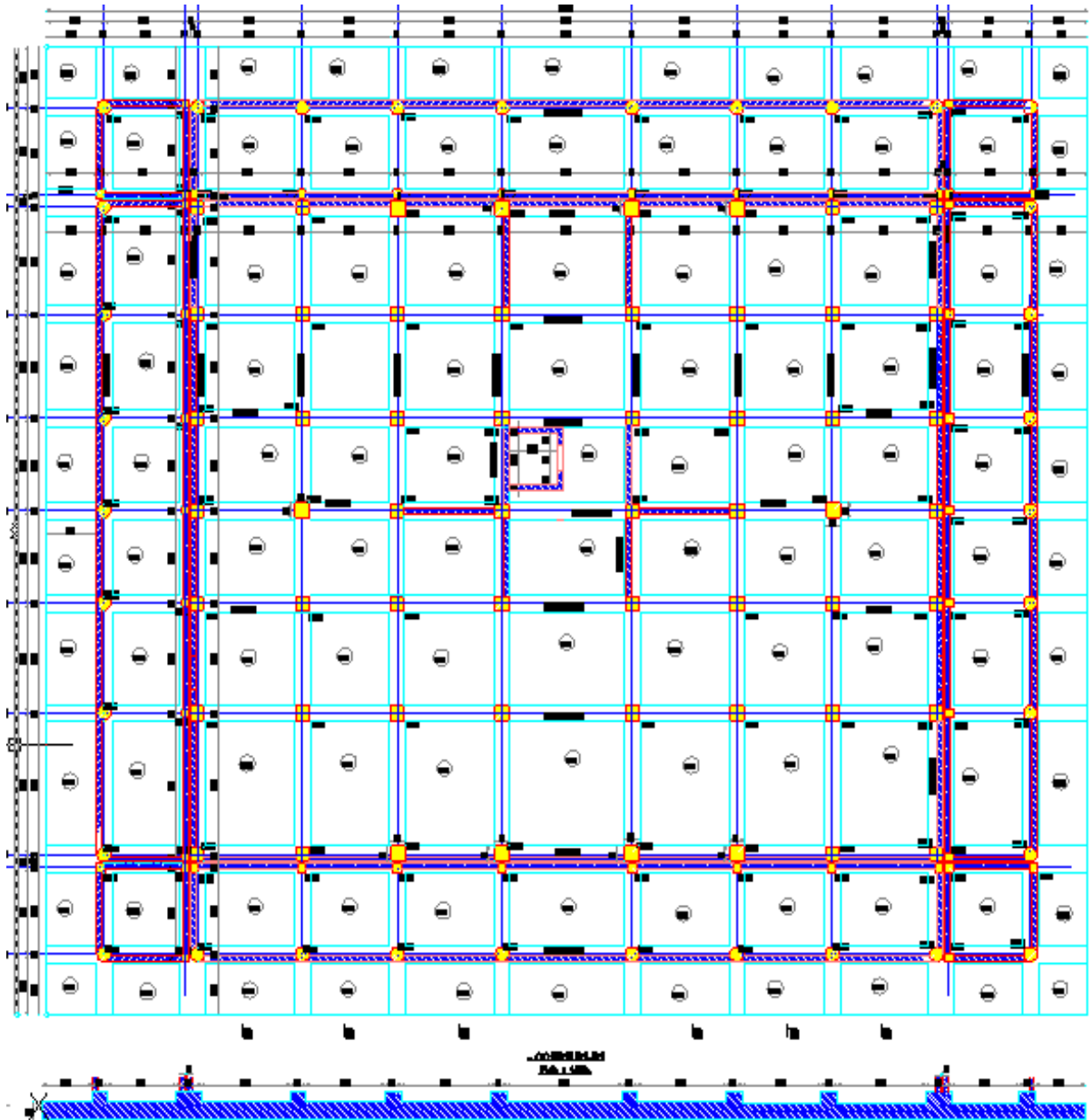


Figure VII.16 : Plan de coffrage du radier général nervuré.

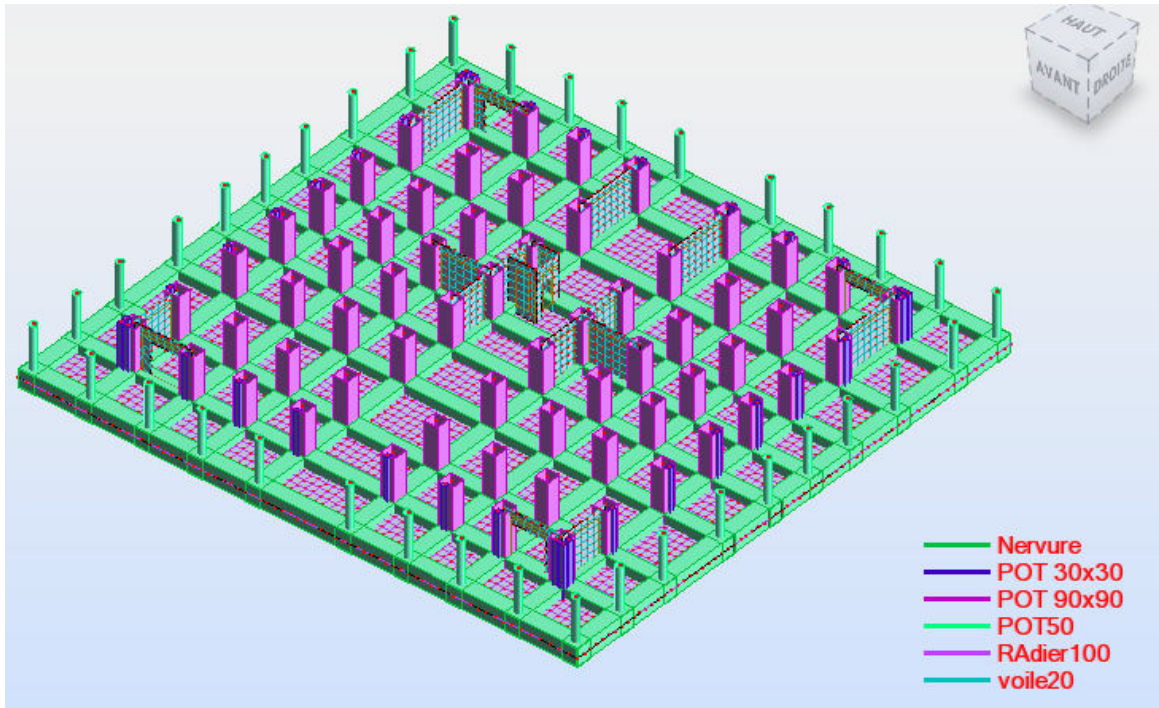


Figure VII.17 : Schéma du radier général nervuré.

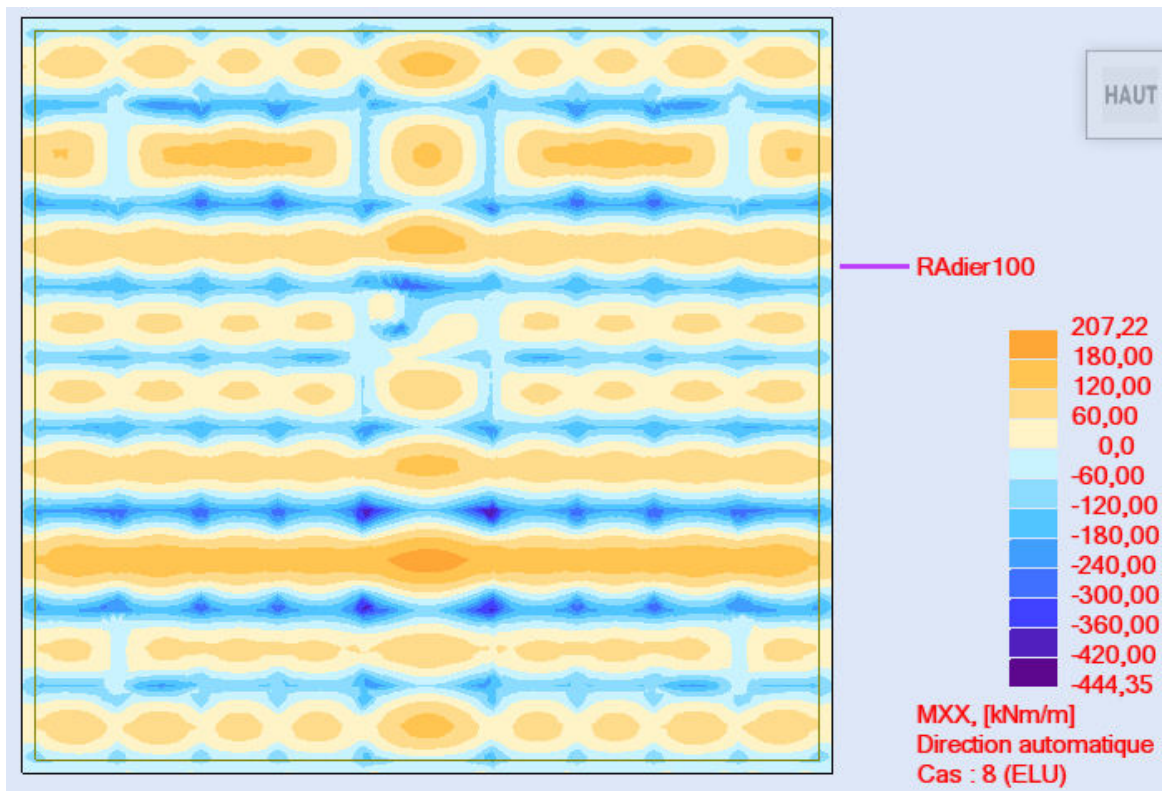


Figure VII.18 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment:  $M_{xx}$  «ELU»)

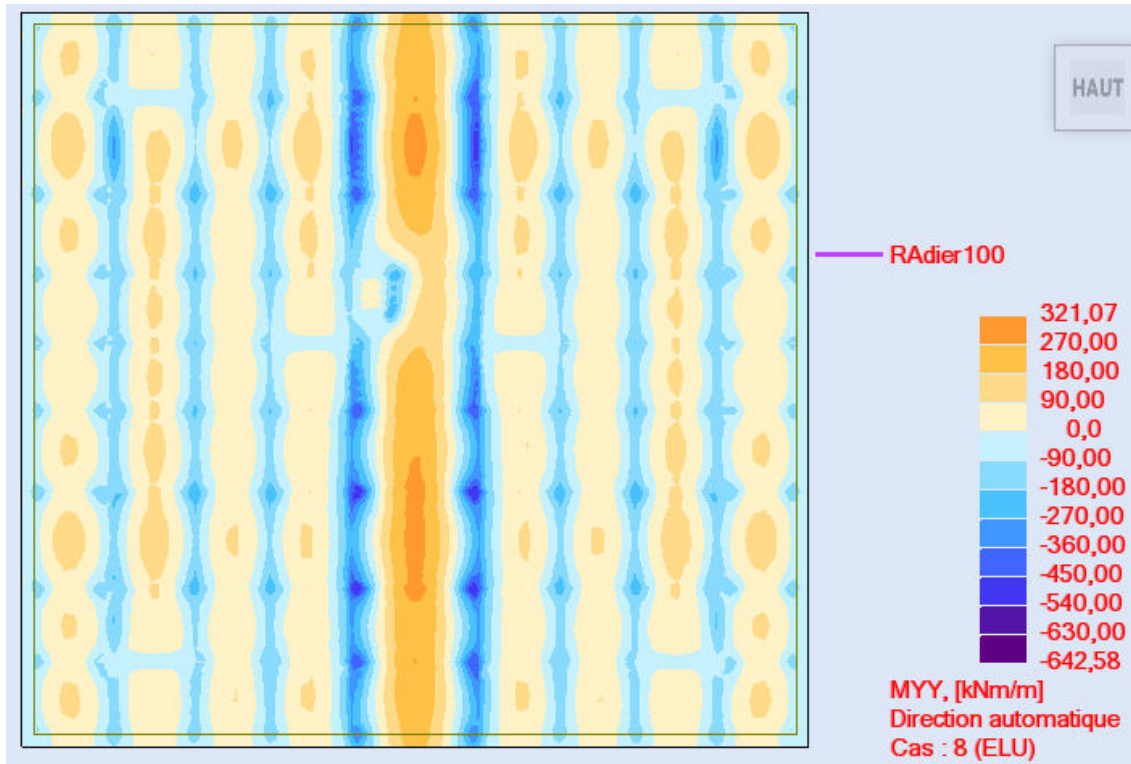


Figure VII.19 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment:  $M_{yy}$  «ELU»)

a) Calcul du Ferrailage de la dalle radier :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « 1,00×1,00 »m<sup>2</sup> et en deux directions, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

ELU :

En travée :

❖ Ferrailage suivant Lx :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{207,22 \times 10^{-3}}{1,00 \times 14,17 \times (0,9)^2} = 0,018$$

$\mu_u = 0,018 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,018}) \Rightarrow \alpha = 0,023$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,9 \times (1 - 0,4 \times 0,023) \Rightarrow Z = 0,892\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{207,22}{0,892 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 6,68 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5×HA14** de section 7,70cm<sup>2</sup>/ml.

❖ Ferrailage suivant Ly :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{321,07 \times 10^{-3}}{1,00 \times 14,17 \times (0,9)^2} = 0,028$$

$\mu_u = 0,028 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028}) \Rightarrow \alpha = 0,036$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,9 \times (1 - 0,4 \times 0,036) \Rightarrow Z = 0,887 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{321,07}{0,887 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 10,40 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7×HA14** de section 10,78 cm<sup>2</sup>/ml

❖ Vérification de Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 12,08 \text{ cm}^2$$

Donc  $7,70 + 10,78 = 18,48 \text{ cm}^2 > 12,08 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

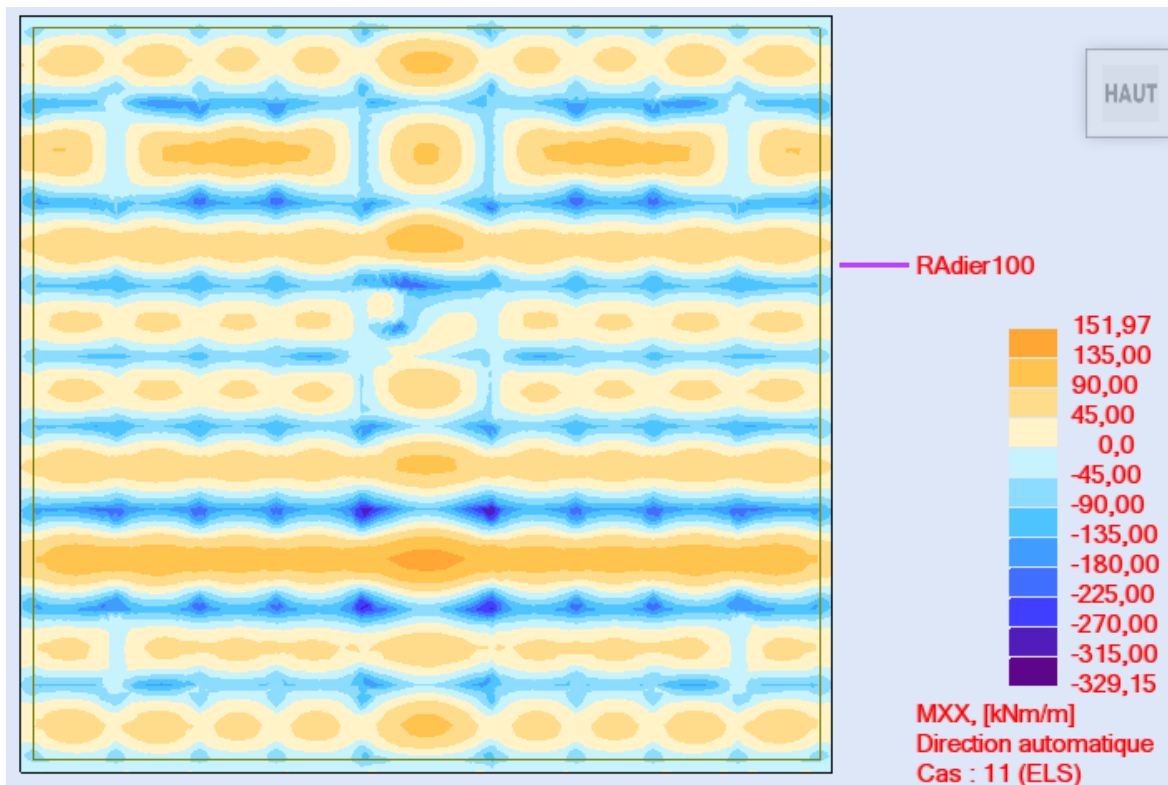


Figure VII.20: Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment:  $M_{xx}$  «ELS»)

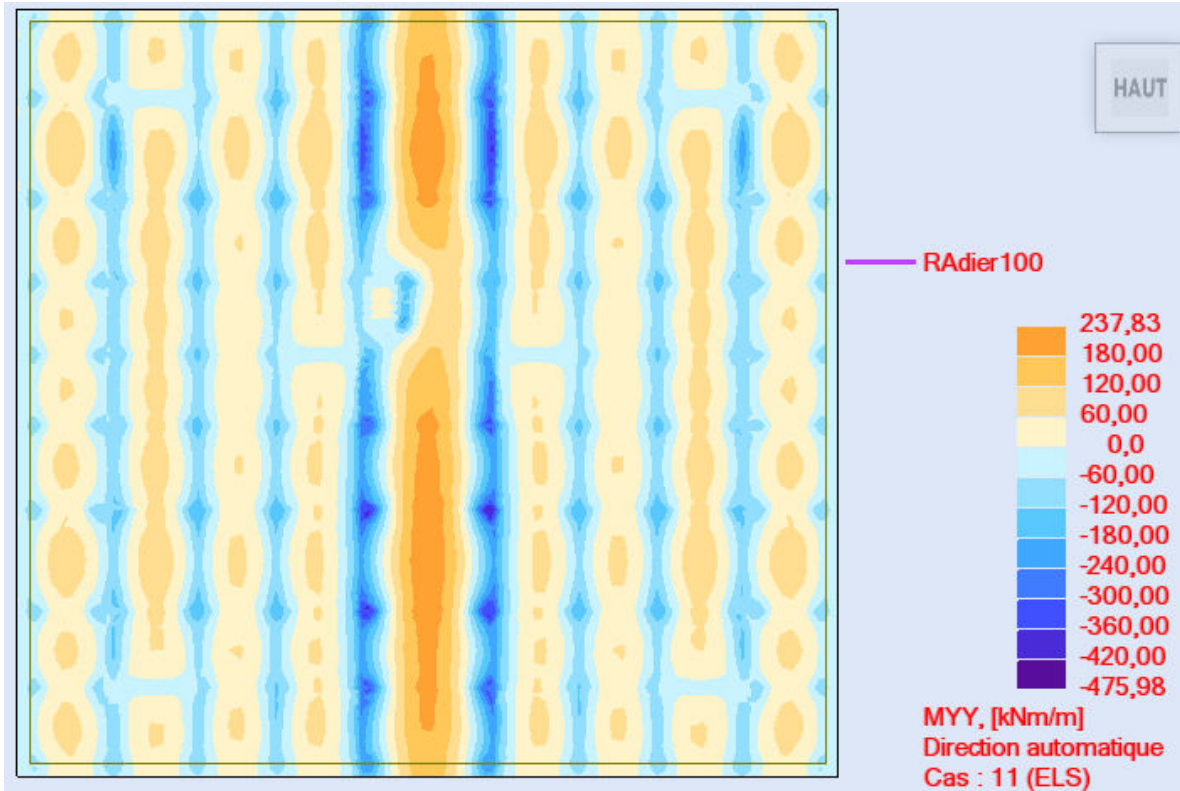


Figure VII.21 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment:  $M_{yy}$  «ELS»)

**Vérification à l'ELS :**

❖ Il faut vérifiée que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

❖ En travée Lx :

$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{207,22}{151,97} = 1,36$  avec :  $\alpha = 0,023$

$\alpha \leq \frac{1,34-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,430 \Rightarrow 0,023 < 0,430$

❖ En travée Ly :

$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{321,07}{237,83} = 1,35$  avec :  $\alpha = 0,036$

$\alpha \leq \frac{1,35-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,430 \Rightarrow 0,036 < 0,43$

**ELU :**

En appui :

❖ Ferrailage suivant Lx :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{444,35 \times 10^{-3}}{1,00 \times 14,17 \times (0,9)^2} = 0,039$$

$\mu_u = 0,039 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,039}) \Rightarrow \alpha = 0,050$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,9 \times (1 - 0,4 \times 0,050) \Rightarrow Z = 0,882\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{444,35}{0,882 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 14,48 \text{ cm}^2$$

On adopte : **10×HA14** de section 15,39 cm<sup>2</sup>/ml.

❖ Ferrailage suivant Ly :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{642,58 \times 10^{-3}}{1,00 \times 14,17 \times (0,9)^2} = 0,056$$

$\mu_u = 0,056 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,056}) \Rightarrow \alpha = 0,072$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,9 \times (1 - 0,4 \times 0,072) \Rightarrow Z = 0,874\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{642,58}{0,874 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 21,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : **14×HA14** de section 21,55 cm<sup>2</sup>/ml

❖ Vérification de Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 12,08 \text{ cm}^2$$

Donc : 15,39+21,55= 36,94 cm<sup>2</sup> > 12,08 cm<sup>2</sup> ⇒ **Condition vérifiée.**

**Vérification à l'ELS :**

❖ Il faut vérifiée que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

❖ En appui Lx :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{444,35}{329,15} = 1,35 \quad \text{avec : } \alpha = 0,050$$

$$\alpha \leq \frac{1,35-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,425 \Rightarrow 0,050 < 0,425$$

❖ En appui Ly :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{642,58}{475,98} = 1,35 \quad \text{avec } \alpha = 0,072$$

$$\alpha \leq \frac{1,35-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,425 \Rightarrow 0,072 < 0,425$$

**b) Calcul de Ferrailage de nervure :**

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » :

❖ Charges à considérer :

La majoration des charges n'intervient pas dans le calcul des dimensions de la fondation qui sont déterminées à l'état limite de service. Le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique (ferrailage) s'effectue à l'état limite ultime.

La combinaison à considérer est essentiellement:

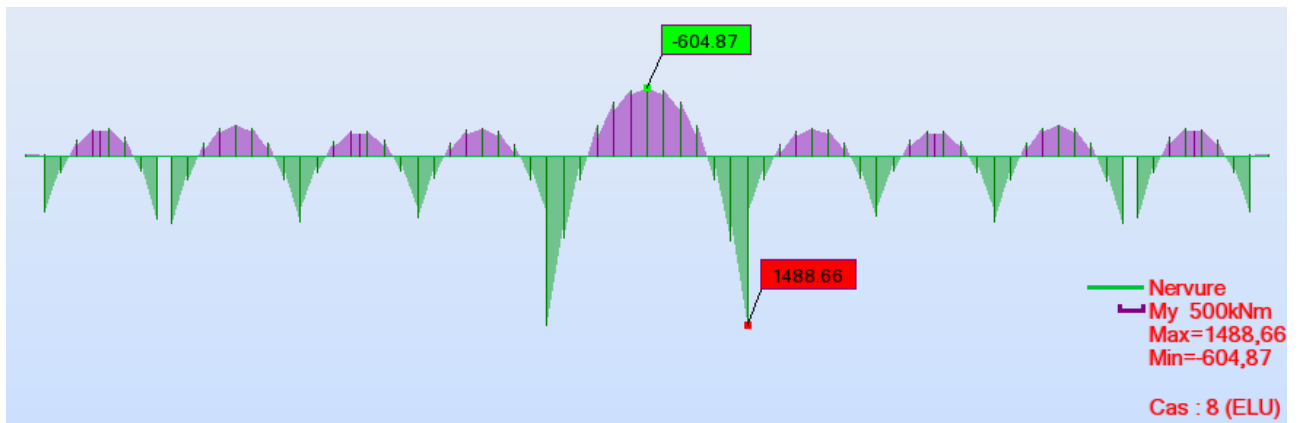
$$1,35G + 1,5Q$$

S'il y a lieu de tenir compte de l'action sismique  $E$ , les fondations doivent être dimensionnées selon les combinaisons suivantes:

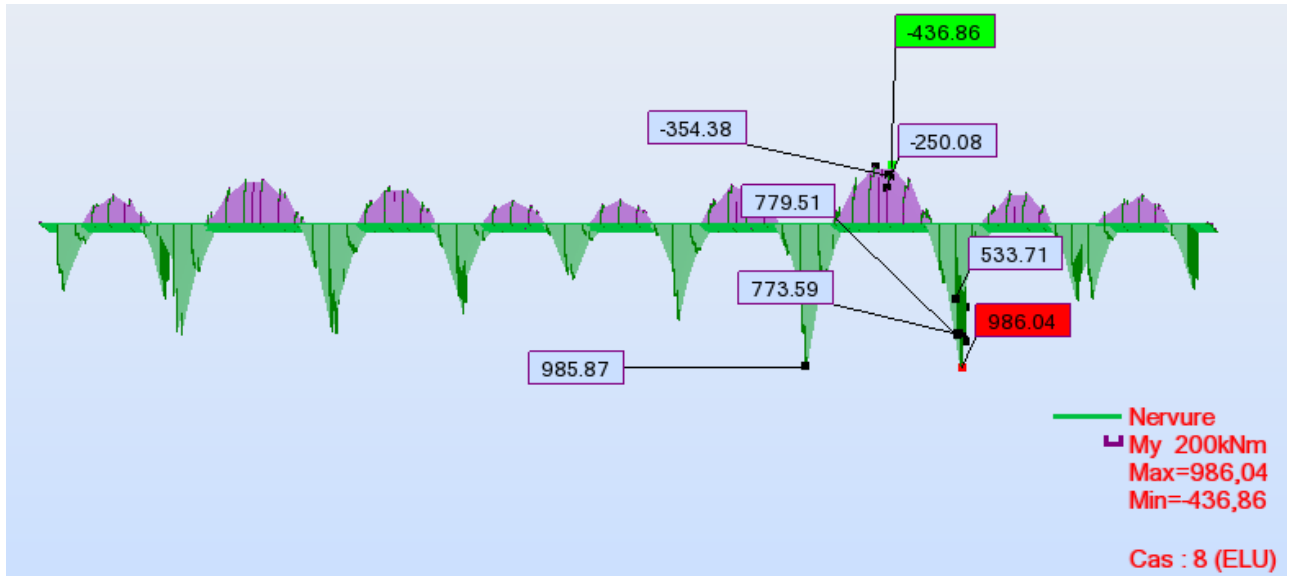
$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Et ce compte tenu de l'application de la résistance ultime du sol  $\sigma_{sol}$  d'un coefficient de sécurité de 2.



**Figure VII.22 :** Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (xx).



**Figure VII.23 :** Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (yy).

**NB :** le ferrailage sera calculé selon le cas le plus défavorable à (ELU) sens (xx).

❖ **Ferrailage longitudinal :**

**ELU :**

✓ En travée :

Le moment maximum en travée  $M_{tmax} = 604,87 \text{ KN.m.} = 0,605 \text{ MN.m}$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

On a:

✓  $b = 1,00 \text{ m}$  ;

✓  $h_0 = 1,20 \text{ m}$  ;

✓  $d = 0,9 \times h = 1,08 \text{ m}$

✓  $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa.}$

$$\Rightarrow M_t = 1,00 \times 1,20 \times 14,17 \times (1,08 - \frac{1,20}{2}) = 8,18 \text{ MN.m}$$

$\Rightarrow M_t > M_u$  : l'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu_u = \frac{M_{utmax}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{604,87 \times 10^{-3}}{1,00 \times 14,17 \times (1,08)^2} = 0,037$$

$\mu_u = 0,037 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037}) \Rightarrow \alpha = 0,047$$



$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 1,08 \times (1 - 0,4 \times 0,047)$$

$$Z = 1,06$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{604,87}{1,06 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 16,40 \text{ cm}^2$$

On adopte : **12×HA14** de section 18,47 cm<sup>2</sup>/ml.

✓ **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{1488,66 \times 10^{-3}}{1,00 \times 14,17 \times (1,08)^2} = 0,090$$

$\mu_u = 0,090 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,090}) \Rightarrow \alpha = 0,118$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 1,08 \times (1 - 0,4 \times 0,118)$$

$$Z = 1,03$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{1488,66}{1,03 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 41,53 \text{ cm}^2$$

On adopte : **22×HA16/ml** de section 44,23cm<sup>2</sup>/ml.

On adopte aussi **4×HA12** de rôle constructif aux extrémités de nervure (voir coupe de ferrailage des nervures).

❖ Vérification de Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0,23 \times 100 \times 120 \times 2,1 / 400 = 14,49 \text{ cm}^2$$

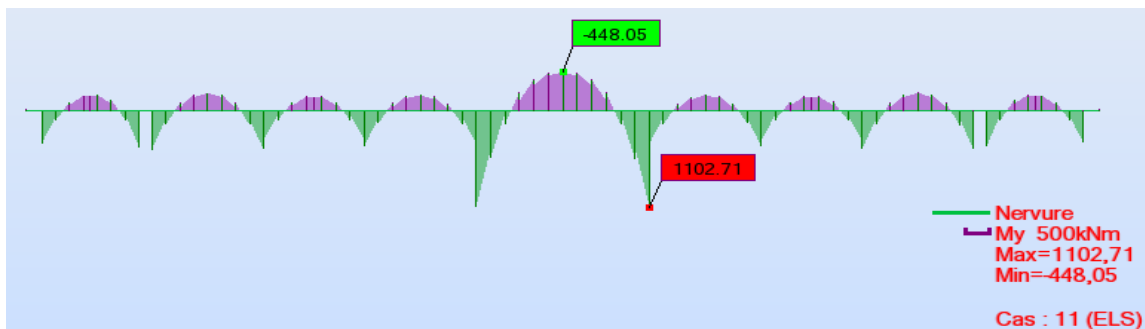
Donc : 18,47 + 44,23 + 4,52 = 67,22cm<sup>2</sup> > 14,49 cm<sup>2</sup>  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

❖ Condition du RPA 99 / version 2003

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 100 \times 120 = 60 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition nom vérifiée.}$$

Car on a choisi : 12×HA14 + 22×HA16 + 4×HA12 = 67,22cm<sup>2</sup>

**ELS**



**Figure VII.24:** Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (xx).

✓ **En travée :**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{604,87}{448,05} = 1,35$$

$$\frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \quad \text{avec : } \alpha = 0,047$$

$0,047 \leq 0,425 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

✓ **En appui :**

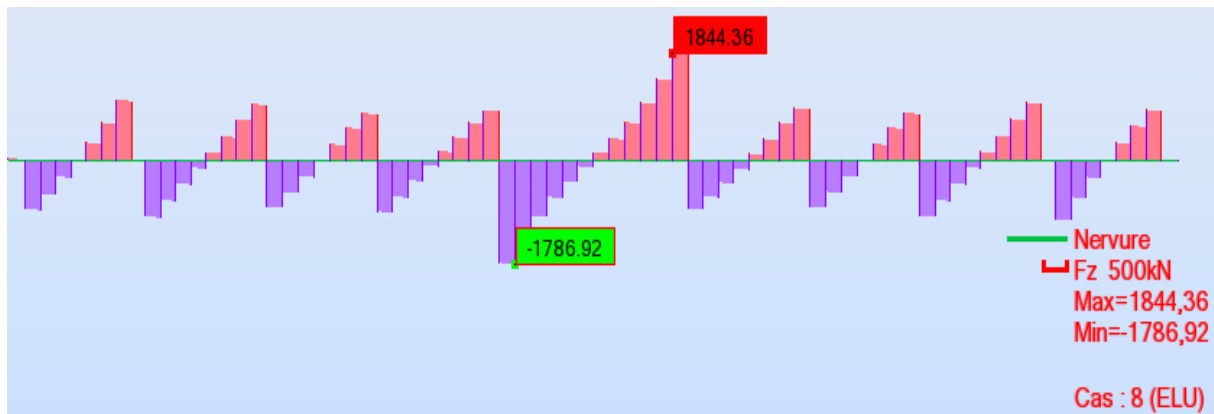
$$\gamma = \frac{1488,66}{1102,71} = 1,35$$

$$\frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \quad \text{avec : } \alpha = 0,118$$

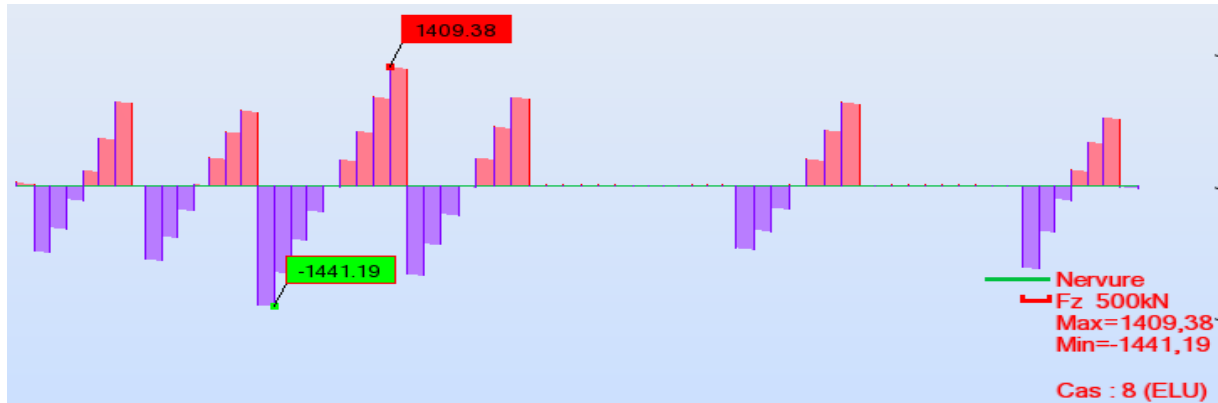
$0,118 \leq 0,425 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

❖ **Vérification au cisaillement :**



**Figure VII.25 :** Exemple des diagrammes de l'effort tranchant aux niveaux des nervures sens (xx).



**Figure VII.26 :** Exemple des diagrammes de l'effort tranchant aux niveaux des nervures sens (yy).

**NB :** la vérification au cisaillement sera faite selon le cas le plus défavorable.

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1844,36 \times 10^{-3}}{1,00 \times 1,08} = 1,71 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles :  $\tau_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (3,43 ; 1,60 ; 10,00)$$

On prend :  $\phi_t = \Phi 12 \text{ mm}$

✓ Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99/version 2003 (Art 7.4.2.2) on a :

$$\text{Zone nodale } St \leq \text{min} \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_t ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$St \leq \text{min} (30 ; 12\phi_t ; 30 \text{ cm})$$

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

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend : } St = 15 \text{ cm}$$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

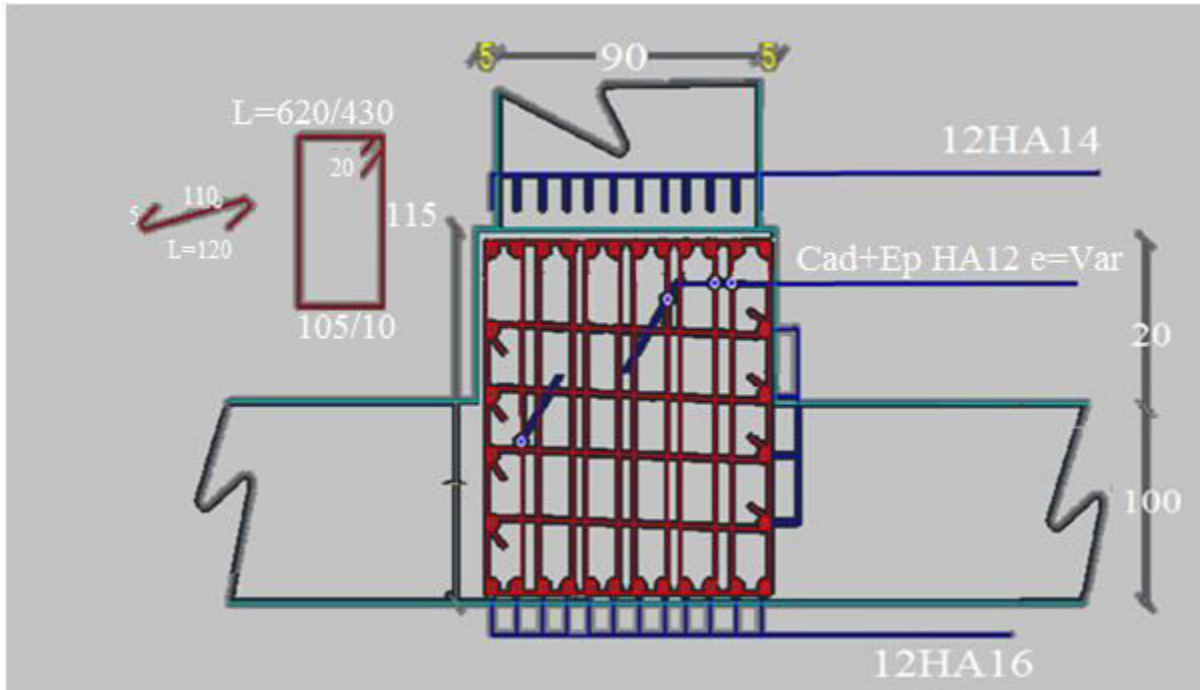
$10\phi_t = 10 \times 1,6 = 16 \text{ cm}$  ; alors on adopte longueur de 15 cm

## CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATIONS.

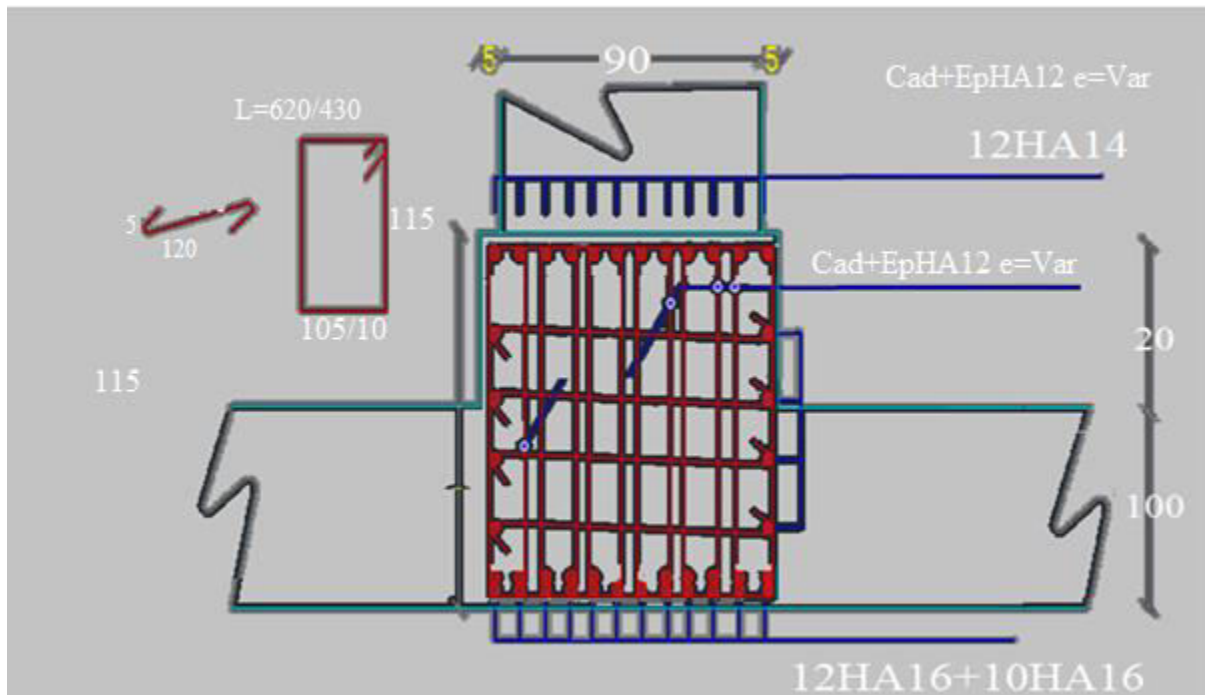
✓ Longueur de la zone nodale :

$h' = 2 \times 120 = 240 \text{ cm}$ .....RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)

$h' = 240 \text{ cm}$ .



**Figure VII.27** : coupe du ferrailage des nervures aux niveaux de travée



**Figure VII.28** : coupe du ferrailage des nervures aux niveaux d'appui.

# CONCLUSION GENERALE

## CONCLUSION GENERALE

---

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des Tours.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi des logiciels des calculs est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives.

Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, la presque totalité des charges latérales. Les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile, une plus grande part de charge se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une importante dissipation d'énergie.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière lors de l'étude sismique nous a amené vers une Tour à contreventement mixte voile plus portique.

Les systèmes mixtes en portiques et voiles sont caractérisés par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans cette mémoire, qui ont fournies des résultats cohérents. En outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important qu'un ingénieur en génie civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- [1] Amar.S., Jézéquel,JF., « Propriétés mécaniques des sols déterminées en place » Editions « Technique de l'ingénieur »,traité Construction, C 220,2003.
- [2] Béton armée B.A.E.L 91 modifié 99 DTU associés « JEAN-PIERRE MOUGIN » Editions EYROLLES, 2000).
- [3] Bonneville,P., « batiment en zone sismique »Editions Art Graphique 1995.
- [4] Boutoutaou, L., « Contribution à l'étude de la performance parasismique du nœud poteau poutre » mémoire de magister de l'Université 08mai 45de Guelma, 2009.
- [5] Cherait ,yacine., « calculs des ouvrages en béton armé » Editions Office des publications universitaires, Guelma 2005.
- [6] Cherait ,yacine., « conception de bâtiments en zone sismique » Editions office des publications universitaires, Guelma 2012.
- [7] Khalid Benyoucef., « Tous sur le gros-œuvre » Edition Houma Alger 2014.
- [8] M.Belazougui., « calculs des ouvrages en béton armé » Editions office des publications universitaires, Alger 1988.
- [9] M.Kherouf., « Resistances des Matériaux » Editions office des publications universitaires, Guelma 2012.
- [10] Pecker , A.,Salencon,J., « Etude de la capacité portante des fondations sous sollicitations sismiques », Colloque de l'Agence Française de Parasismique, AFPS-MRT, Paris 20-21 Novembre 1991.

### **Document technique réglementaire :**

- ❖ CBA93 : calcul des ouvrages en béton armé ;
- ❖ D.T.R charge permanentes et charges des d'exploitation ;
- ❖ Document technique réglementaire (D.T.R. C 2-47) Règlement neige et vent "R.N.V.1999".
- ❖ Règle de conception et de calcul des parois et murs en béton banché B.C.2.42 ;
- ❖ Règlement parasismique algérien RPA99/2003 ;



## Logiciel :

- ❖ AUTOCAD 2015.....Dessin
- ❖ Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.....Calcul

## Nétographie :

- [www.cours-génie-civil.com](http://www.cours-génie-civil.com)
- [www.cnrib.edu.dz](http://www.cnrib.edu.dz)
- [www.craag.dz](http://www.craag.dz)
- [www.mhu.gov.dz](http://www.mhu.gov.dz)
- [www.afps-seisme.org](http://www.afps-seisme.org)
- [www.insu.cnrs.fr](http://www.insu.cnrs.fr)
- [www.technique-ingenieur.fr](http://www.technique-ingenieur.fr)