

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 Mastère

Présenté à l'Université de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil et Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

**KASEM Obaida**

---

---

**Thème : Etude d'un bâtiment (R + 5 + sous-sol)**

---

---

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

juillet 2019

## **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.

Ainsi nous remercions tous les membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur Dr. MADI RAFIK pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

Nous remercions également l'ensemble des enseignants du département de génie civil et d'hydraulique.

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

## Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A mon très chers frère Ahmed et a mes sœurs Essraa et Farah et a toute ma famille " Kasem ".

A mon pays cher " Syrie".

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

A mon encadreur bien sûr : " Dr. MADI RAFIK " qui a fait tout son possible pour son aide et ses orientations dans l'élaboration du présent mémoire.

A toute la promotion de Génie Civil et Hydraulique 2019.

## ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى متعدد الأغراض غير منتظم الشكل يتكون من 5 طوابق، ويقع في ولاية قالمة. لذلك سوف نبدأ بوصف المشروع العام بعرض للجانب المعماري لعناصر المبنى، ثم التحديد المسبق لأبعاد مختلف عناصر الهيكل وأخيراً نزول الأحمال. بعدها نقوم بدراسة العناصر الثانوية: الدرج، الروفيدات، الألواح الصلبة والحواف. ثم سنشرح كيف يعمل برنامج Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015. بعدها نقوم بحساب مقاطع حديد التسليح لمختلف العناصر المقاومة للهيكل: الأعمدة، الروافد، الجدران الخرسانية والأساسات، مع الأخذ بعين الاعتبار توصيات BAEL91، تعديل 99، واللوائح الزلزالية الجزائرية RPA 99 تعديل 2003.

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué de 5 étages, implanté dans la wilaya de Guelma .

Nous allons commencer par une description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment. Ensuite le prédimensionnement de la structure et enfin la descente de charges.

Après , nous étudierons les éléments secondaires : les escaliers, les poutrelles, les dalles pleines et l'acrotère.

Ensuite, nous expliquerons comment fonctionne le Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015.

A la fin on fait le ferrailage des différents éléments résistants de la structure : les poteaux, les poutres, les voiles et fondations.

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99 version 2003.

## Summary

This project presents a detailed study of an irregular shaped multipurpose building consisting of five floors, located in the wilaya of Guelma

So we will start by describing the general project with a presentation of the architectural aspect of the building elements, then the predimensioning of the structure and finally the descent of loads.

Then we will study the secondary elements: the stairs, the secondary beams, solid slabs and the acroterion.

After we will explain how it works Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015 software.

At the end, we do the reinforcement of the different resistant elements of the structure: columns, beams, sails and foundation.

Taking into account the recommendations of BAEL91, modified 99 and Algerian seismic regulations RPA 99 modified 2003.

## Sommaire

|   |           |
|---|-----------|
| <b>Chapitre I Généralités :</b> .....                       | <b>1</b>  |
| 1.1) Introduction .....                                     | 1         |
| 1.2) Présentation du projet .....                           | 2         |
| 1.3) Eléments constitutifs du projet .....                  | 9         |
| 1.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux .....        | 10        |
| 1.5) Les propriétés des matériaux .....                     | 13        |
| <br>  |           |
| <b>Chapitre II Pré dimensionnement :</b> .....              | <b>21</b> |
| 2.1) Introduction .....                                     | 21        |
| 2.2) Evaluation des charges .....                           | 21        |
| 2.3) Pré dimensionnement des planchers .....                | 26        |
| 2.4) Pré dimensionnement des poutres .....                  | 29        |
| 2.5) Pré dimensionnement des voiles .....                   | 32        |
| 2.6) Pré dimensionnement des escaliers .....                | 34        |
| 2.7)-Pré dimensionnement des poteaux .....                  | 50        |
| 2.7.1) Les étapes de pré dimensionnement .....              | 50        |
| 2.7.2) Calcul de la surface reprise par chaque poteau ..... | 50        |
| 2.7.3)-Décente des charges .....                            | 52        |
| 2.8) Etude de l'acrotère et le balcon .....                 | 58        |
| 2.9) Les planchers .....                                    | 68        |
| <br>  |           |
| <b>Chapitre III Présentation Du Logiciel Robot :</b> .....  | <b>77</b> |
| 3.1) Présentation du logiciel robot .....                   | 77        |
| 3.2) étapes de travail .....                                | 77        |
| 3.3) Définition de la section .....                         | 78        |
| 3.4) Définir les planchers et les voiles .....              | 79        |
| 3.5) Pour la dalle pleine .....                             | 81        |
| 3.6) Pour les balcons et les voiles .....                   | 81        |
| 3.7) Définition de charge .....                             | 81        |
| 3.8) Saisir la valeur de la charge .....                    | 82        |
| 3.9) Les conditions aux limites .....                       | 84        |

|   |            |
|---|------------|
| 3.10) Type d'analyse .....                            | 85         |
| 3.11) Le lancement du calcul .....                    | 87         |
| <b>Chapitre IV Ferrailage de portique :.....</b>      | <b>88</b>  |
| 4.1) Introduction .....                               | 88         |
| 4.2) Ferrailage les poutres .....                     | 89         |
| 4.3) Ferrailage les poteaux .....                     | 103        |
| 4.4) Ferrailage des voiles .....                      | 108        |
| 4.5) Ferrailage les fondations : .....                | 113        |
| a) Les semelles circulaires isolées sous poteau ..... | 115        |
| b) Les semelles filantes .....                        | 118        |
| c) Le radier .....                                    | 127        |
| d) Les longrines .....                                | 133        |
| <b>Conclusions .....</b>                              | <b>136</b> |
| <b>Bibliographie .....</b>                            | <b>137</b> |
| <b>Annexes .....</b>                                  | <b>138</b> |
| Annexe 1 .....  | 138        |
| Annexe 2 .....  | 145        |

## Liste des figures

|  |    |
|--|----|
| Figure 1.1 Vue en plan s/sol : Parking .....   | 3  |
| Figure 1.2 Vue en plan R.D.C : Commerces.....  | 4  |
| Figure 1.3 Vue en plan étage courant .....   | 5  |
| Figure 1.4 Vue en plan de terrasse .....   | 6  |
| Figure 1.5 Coupe A-A .....   | 7  |
| Figure 1.6 Façade principale .....   | 8  |
| Figure 1.7 Diagramme parabole-rectangle des contraintes déformation d'un béton<br>comprimé .....           | 15 |
| Figure 1.8 Diagramme contrainte-déformation à l'ELS .....  | 16 |
| Figure 1.9 Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELS .....                                       | 18 |
|  |    |
| Figure 2.1 Plancher type terrasse .....  | 22 |
| Figure 2.2 Plancher étage courant .....  | 22 |
| Figure 2.3 Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine .....   | 23 |
| Figure 2.4 Classements des matériaux de la charges permanentes de plancher terrasse<br>(dalle pleine)..... | 23 |
| Figure 2.5 Remplissage en double paroi .....   | 24 |
| Figure 2.6 Mur extérieur.....  | 24 |
| Figure 2.7 coupe verticale du plancher à corps creux.....  | 27 |
| Figure 2.8 Section de la poutrelle .....   | 28 |
| Figure 2.9 Section réduit du voile .....   | 33 |
| Figure 2.10 Coupe de voile en élévation.....   | 33 |
| Figure 2.11 schéma d'escalier .....  | 34 |
| Figure 2.12 Coupe verticale d'escalier.....  | 36 |
| Figure 2.13 Vue en plan d'escalier .....   | 36 |
| Figure 2.14 Schéma statique d'escalier .....   | 37 |
| Figure 2.15 Vue en plan d'escalier .....   | 40 |
| Figure 2.16 Ferrailage de la poutre escalier.....  | 44 |
| Figure 2.17 Ferrailage de la poutre palière.....   | 49 |
| Figure 2.18 Coupe transversale sur l'acrotère .....  | 59 |

|  |     |
|--|-----|
| Figure 2.19 Ferrailage de l'acrotère .....                                     | 63  |
| Figure 2.20 Ferrailage de balcons courant .....                                | 67  |
| Figure 2.21 Coupe nervure d'étage Courant .....                                | 76  |
| Figure 4.1 Ferrailage de la poutre principale (30x45) cm <sup>2</sup> .....    | 93  |
| Figure 4.2 Ferrailage de la poutre principale (30x40) cm <sup>2</sup> .....    | 98  |
| Figure 4.3 Ferrailage de la poutre secondaire (30x35) cm <sup>2</sup> .....    | 102 |
| Figure 4.4 Ferrailage du poteau rectangulaire (30× 40) cm <sup>2</sup> .....   | 105 |
| Figure 4.5 Ferrailage du poteau rectangulaire (30× 40) cm <sup>2</sup> .....   | 105 |
| Figure 4.6 Ferrailage du poteau circulaire (ø30) cm .....                      | 107 |
| Figure 4.7 Ferrailage de voile .....   | 114 |
| Figure 4.8 Ferrailage de nervures du radier.....                               | 131 |
| Figure 4.9 Ferrailage de dalle du radier.....                                  | 133 |
| Figure 4.10 Ferrailage de longrine .....                                       | 135 |
| Figure 5.1 Coffrage des fondations .....                                       | 138 |
| Figure 5.2 Coffrage niv – 3.06 .....   | 139 |
| Figure 5.3 Coffrage niv ± 0.00 .....   | 140 |
| Figure 5.4 Coffrage niv + 4.08 .....   | 141 |
| Figure 5.5 Coffrage niv +7.14 ; +10.2 ; +13.26 ; +16.32 .....                  | 142 |
| Figure 5.6 Coffrage niv +19.38.....  | 143 |
| Figure 5.7 Coffrage escalier .....   | 144 |
| Figure 5.8 Ferrailage de la poutre principale (30x45) cm <sup>2</sup> .....    | 145 |
| Figure 5.9 Ferrailage de la poutre principale (30x40) cm <sup>2</sup> .....    | 145 |
| Figure 5.10 Les sections de les poutres principale .....                       | 146 |
| Figure 5.11 Ferrailage de la poutre secondaire (30x35) cm <sup>2</sup> .....   | 147 |
| Figure 5.12 La section de la poutre secondaire .....                           | 147 |
| Figure 5.13 La section de la poutre noyée .....                                | 147 |
| Figure 5.14 Ferrailage de nervure .....  | 148 |
| Figure 5.15 Coupe nervure .....  | 148 |
| Figure 5.16 Ferrailage les poteaux rectangulaire (30×40) cm <sup>2</sup> ..... | 149 |



|   |     |
|---|-----|
| Figure 5.17 Ferrailage les poteaux circulaire ( $\varnothing 30$ ) cm ..... | 149 |
| Figure 5.18 Ferrailage de voile .....                                       | 150 |
| Figure 5.19 Coupe de voile .....  | 151 |
| Figure 5.20 Ferrailage des balcons (type 1 et type 2) .....                 | 151 |
| Figure 5.21 Ferrailage d'escalier .....                                     | 152 |
| Figure 5.22 Ferrailage de la poutre palière .....                           | 152 |
| Figure 5.23 Ferrailage Les semelles circulaires isolées sous poteau.....    | 153 |
| Figure 5.24 Ferrailage les semelles filantes.....                           | 153 |
| Figure 5.25 Ferrailage de dalle du radier .....                             | 154 |
| Figure 5.26 Ferrailage de nervures du radier .....                          | 154 |
| Figure 5.27 Ferrailage de longrine.....                                     | 155 |
| Figure 5.28 Section de longrine .....                                       | 155 |

## Liste des tableaux

|  |     |
|--|-----|
| Tableau 1.1 Caractéristiques des aciers .....  | 17  |
| Tableau 2.1 Charges permanentes du plancher terrasse (corps creux).....                  | 21  |
| Tableau 2.2 Charges permanentes du plancher courant.....                                 | 22  |
| Tableau 2.3 Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine..... | 22  |
| Tableau 2.4 Evaluation des charges permanentes du plancher courant.....                  | 23  |
| Tableau 2.5 Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.....                | 24  |
| Tableau 2.6 Evaluation des charges permanentes de palier.....                            | 25  |
| Tableau 2.7 Evaluation des charges permanentes de Paillasse .....                        | 25  |
| Tableau 2.8 Ferrailage de la poutre palière.....   | 49  |
| Tableau 2.9 tableau de la section.....   | 58  |
| Tableau 4.1 Les différentes sollicitations des voiles .....                              | 110 |
| Tableau 4.2 Vérifications des contraintes tangentielles.....                             | 111 |
| Tableau 4.3 Les différentes surfaces des semelles sous poteaux .....                     | 114 |
| Tableau 4.4 Les différentes surfaces des semelles revenantes à chaque voile.....         | 114 |

## Liste des symboles

|               |  |
|---------------|--|
| $A, A_s, A_l$ | : Aire d'une section d'acier longitudinal  |
| $A_t$         | : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales                                    |
| $B$           | : Aire d'une section de béton  |
| $E_s$         | : Module de Young de l'acier   |
| $E_{ij}$      | : Module de Young instantané à l'âge de j jours  |
| $E_{vj}$      | : Module de Young diffère à l'âge de j jours   |
| $F$           | : Force ou action en général   |
| $I_1$         | : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)  |
| $M_{ser}$     | : Moment fléchissant de calcul de service  |
| $M_u$         | : Moment fléchissant de calcul ultime  |
| $N_{ser}$     | : Effort normal de calcul de service   |
| $N_u$         | : Effort normal de calcul ultime   |
| $P$           | : Action permanente  |
| $Q$           | : Action d'exploitation  |
| $V_u$         | : Effort tranchant de calcul ultime  |
| $a$           | : Largeur d'un poteau ou d'un voile  |
| $b$           | : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau  |
| $b_0$         | : Largeur de l'âme d'une poutre  |
| $d, d_0$      | : Position des armatures tendues et comprimées par rapport à la fibre la plus comprimée de la section du béton |
| $e$           | : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle   |
| $f_e$         | : Limite d'élasticité de l'acier   |
| $f_{cj}$      | : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours  |
| $f_{tj}$      | : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours   |
| $g$           | : Charge permanent unitaire  |
| $h$           | : Hauteur d'une poutre, d'une fondation  |
| $h_0$         | : Hauteur du talon d'une poutre  |
| $h_1$         | : Hauteur du hourdis d'une poutre  |
| $j$           | : Nombre de jours de maturité du béton   |
| $L$           | : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau  |
| $L_f$         | : Longueur de flambement   |

|                    |   |
|--------------------|---|
| $n$                | : Coefficient d'équivalence acier-béton                       |
| $q$                | : Charge permanente unitaire                                  |
| $St$               | : Espacement des armatures transversales                      |
| $\gamma_1$         | : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS                 |
| $\gamma_u$         | : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU                 |
| $z, z_b$           | : Bras de levier du couple de flexion                         |
| $\alpha_u$         | : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU            |
| $\gamma_s$         | : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma)         |
| $\gamma_b$         | : Coefficient partiel de sécurité sur le béton                |
| $\epsilon_{bcmax}$ | : Déformations maximale du béton comprimé (epsilon)           |
| $\epsilon_{st}$    | : Déformations des armatures tendues                          |
| $\epsilon_{sc}$    | : Déformations des armatures comprimées                       |
| $\eta$             | : Coefficient de fissuration relatif à une armature (eta)     |
| $\lambda$          | : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda)         |
| $\mu_{ser}$        | : Moment ultime réduit à l'ELS ( $M_u$ )                      |
| $\mu_u$            | : Moment ultime réduit à l'ELU                                |
| $\nu$              | : Coefficient de poisson ( $\nu$ )                            |
| $\rho$             | : Rapport de la section d'acier sur celle du béton ( $\rho$ ) |
| $\sigma$           | : Contrainte normale (sigma)                                  |
| $\sigma_{bc}$      | : Contrainte maximale du béton comprimé                       |
| $\sigma_{st}$      | : Contrainte dans les aciers tendus                           |
| $\sigma_{sc}$      | : Contrainte dans les aciers comprimés                        |
| $\tau$             | : Contrainte tangente (tau)                                   |
| $\tau_u$           | : Contrainte tangente conventionnelle                         |
| $\tau_s$           | : Contrainte d'adhérence                                      |
| $\tau_{se}$        | : Contrainte d'adhérence d'entraînement                       |
| $\phi$             | : Coefficient de fluage (phi)                                 |
| $\Phi_l$           | : Diamètre d'une armature longitudinale                       |
| $\Phi_t$           | : Diamètre d'une armature transversale                        |
| $\psi_s$           | : Coefficient de scellement relatif à une armature (psi)      |

# Chapitre I. Généralités

## 1.1) Introduction :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant , si le métier de construire peut être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme , il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décennies , s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs , mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son cout.
- Elle ne doit pas être endommagé par des événements, tel que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des couts d'entretien.

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+5 + sous-sol à usage multiple constitué de :

- Un sous-sol (Parking) ;
- Un rez-de-chaussée(RDC) à usage commercial ;
- Du 1ere au 5ème étage à usage d'habitation ;

Cet ouvrage, est implanté à Guelma. On propose dans ce projet, le calcul et la conception des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation, pour cela nous allons utiliser dans nos calculs les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, et les règles de calcul du béton armé aux états limites BAEL91. L'ouvrage est implanté à Guelma, classée en zone sismique IIa.

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier) et un pré dimensionnement des éléments structuraux.

Le deuxième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère et des éléments principaux : poteaux, poutres et voiles. Ils ont été calculés et ferrillés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre.

Au troisième chapitre nous avons introduit la modélisation de la structure par logiciel ROBOT.

L'objet du quatrième chapitre est calcul du ferrailage d'éléments principaux et étude des fondations du bâtiment.

## **1.2) Présentation du projet :**

Le présent projet (figures I-1 à I-6), est consacré à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+4), il est implanté en zone sismique IIa, selon RPA 99 version 2003.

Les étages sont identiques. Les caractéristiques de l'ouvrage sont les suivantes :

- Longueur : ..... 26,1 m ;
- Largeur : ..... 23,3 m ;
- Hauteur d'étage courant : ..... 3,06 m ;
- Hauteur du RDC : ..... 4,08 m ;
- Hauteur de l'entre sol ..... 3,06 m ;
- Hauteur totale du bâtiment : ..... 19,38 m ;
- Les planchers : ils sont tous de type corps creux.

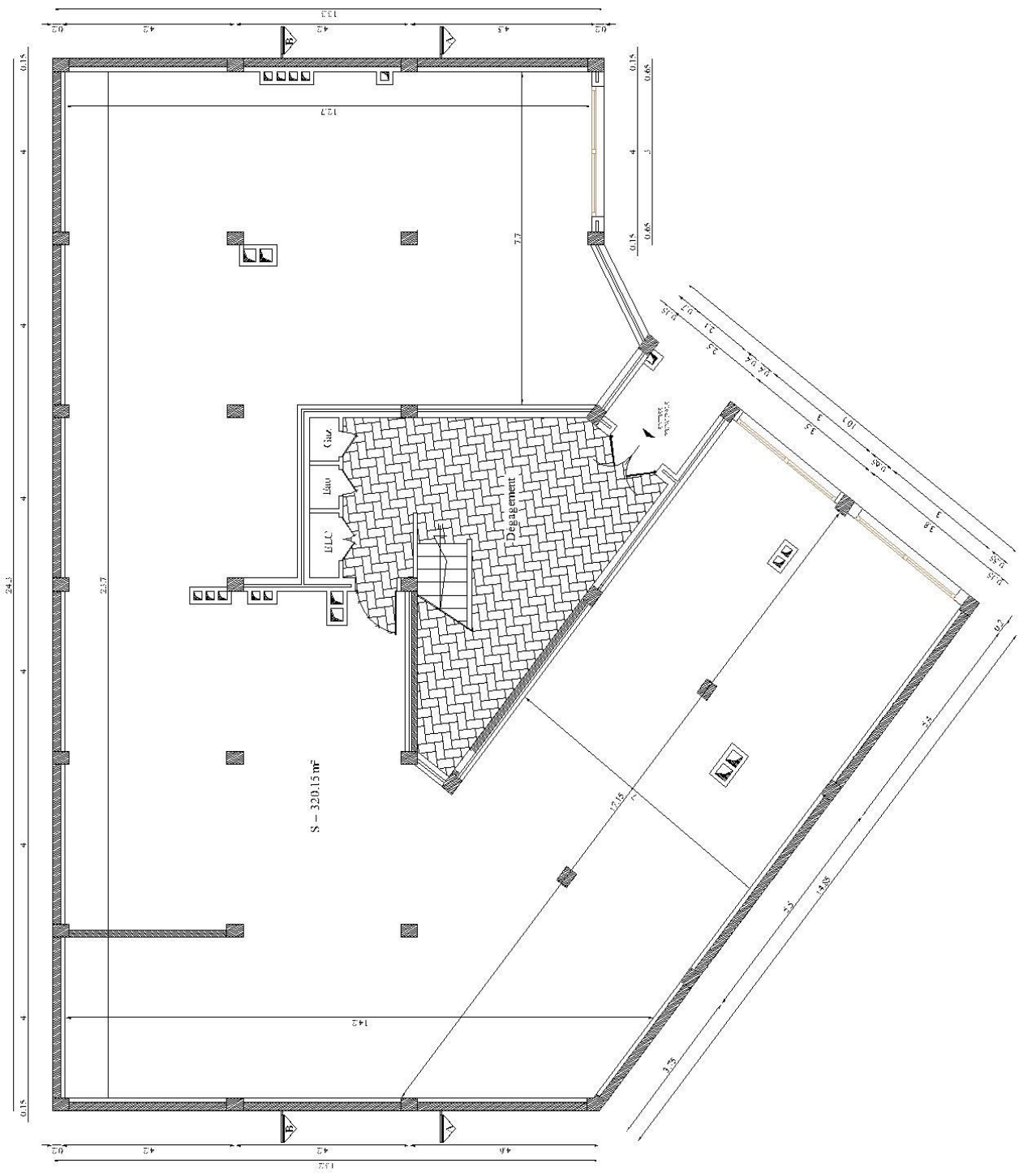


Figure 1.1 Vue en plan s/sol : Parking

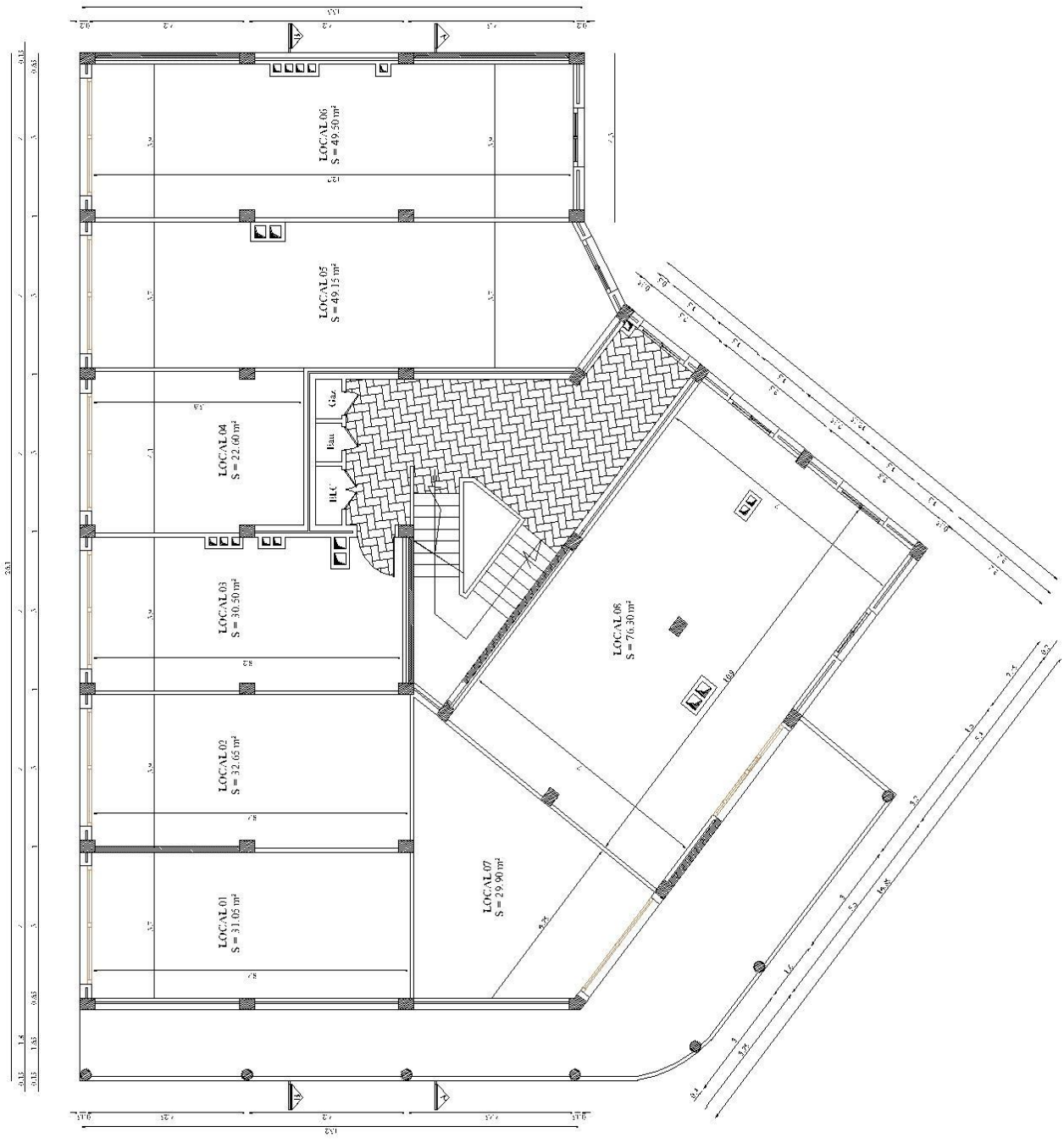


Figure 1.2 Vue en plan R.D.C : Commerces





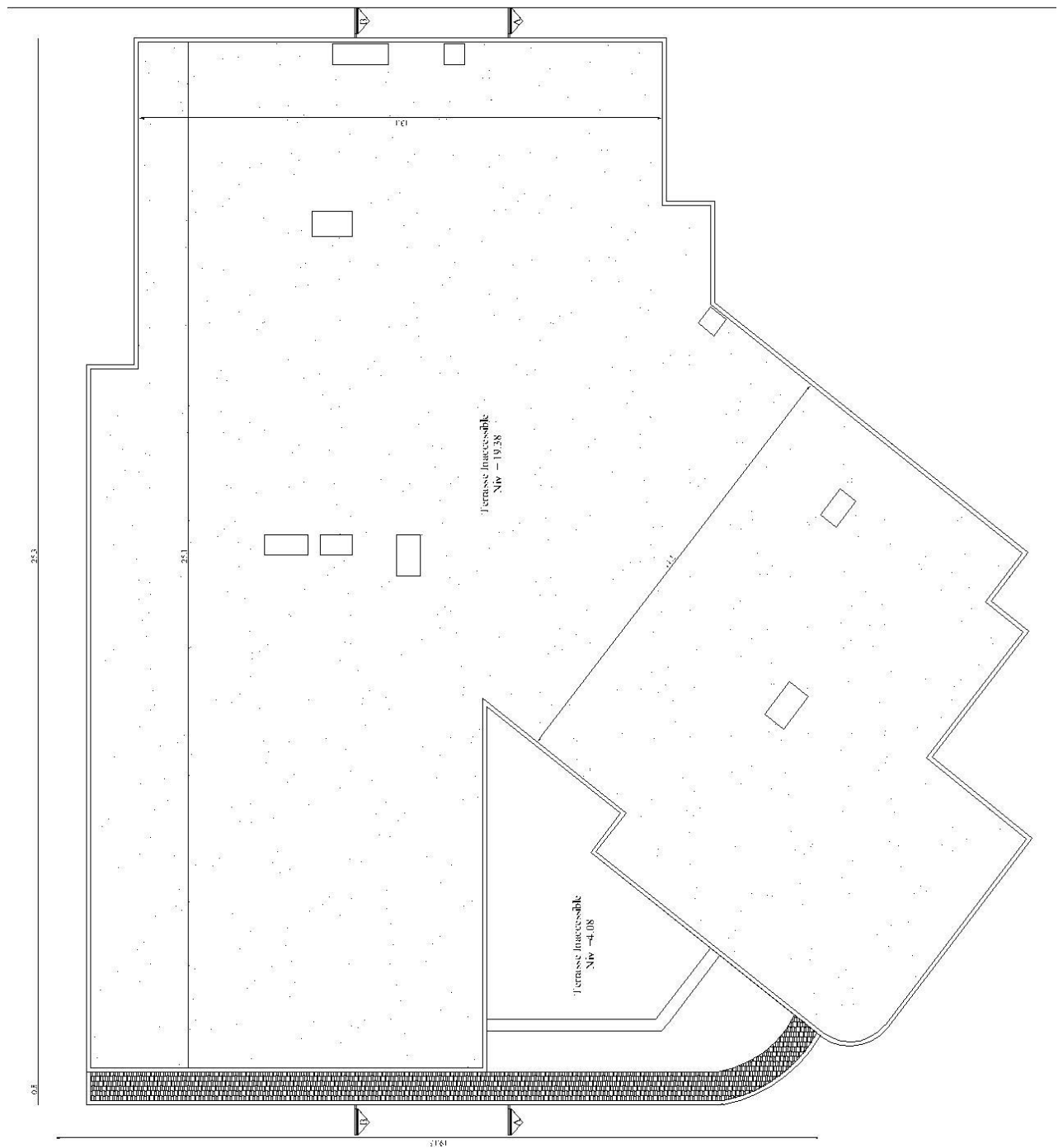


Figure 1.4 Vue en plan de terrasse

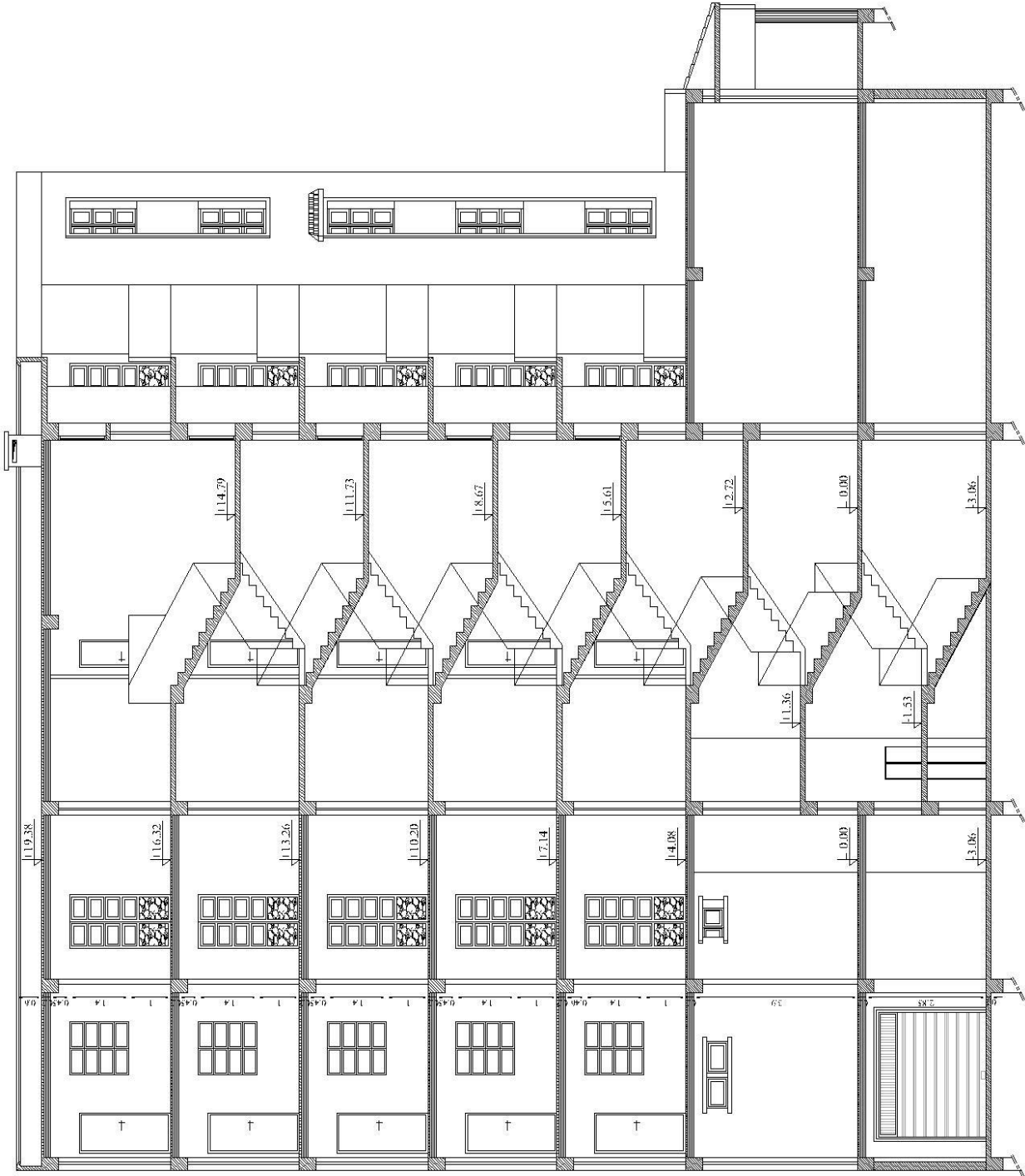




Figure 1.6 Façade principale

- Les murs extérieurs sont exécutés en double parois (15cm+10cm) séparant par une l'âme d'air de 5cm d'épaisseur. Les murs intérieurs (cloisons) sont exécutés par une brique de 10cm d'épaisseur.
- Les escaliers sont exécutés en béton armé qui sont composés à deux volées avec palier de repos et palier de départ.
- Les fondations adoptées sont des fondations superficielles de type radier général.

### **Règlement utilisé :**

Utilisé les règles suivants :

- [BAEL 99] Règles de conception et calcul aux états limites des structures en béton armée.
- [DTR BC2-2] Décrément technique réglementaire.
- RPA 99 version 2003.

## **1.3) Eléments constitutifs du projet :**

### **1.3.1) le plancher :**

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leur dimension.

Les planchers sont constituées par dalles en corps creux en béton est des dalles pleines, avec un plancher terrasse inaccessible.

### **1.3.2) les poutres :**

- Les poutres longitudinales (principale) sont suivant l'axe x-x.
- Les poutres transversales (secondaire) sont suivant l'axe y-y.

### **1.3.3) Maçonnerie :**

- Mur extérieur : façade en double cloison d'épaisseur 30cm avec une l'âme d'air de 5cm séparant les briques creuses de 15cm et de 10 cm.
- Mure intérieur : à simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

### **1.3.4) Terrasse :**

Il existe un seul type de terrasse : terrasse inaccessible.

**1.3.5) Revêtement :**

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Au sol, carrelage de 2cm pour les chambres et les couloirs.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment de façades extérieures.

**1.3.6) les escaliers :**

Les escaliers utilisés dans ce bâtiment sont des escaliers droits avec deux volées et palier inter étage.

**1.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé [BAEL 91/99] et à la réglementation en vigueur en Algérie.

**1.4.1) Donnée de base :**

- Règles de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

1-Charges permanentes et charges d'exploitations [DTR-BC2-2].

2- règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites [BAEL 91].

3-règles parasismique algérienne [RPA99 version 2003, DTR-BC.2.48].

**1.4.2) Indication générales sur les règles BAEL 91 :**

Notion d'états limites : [BAEL. Art.A.1]

Dans le domaine des constructions, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses élément est strictement satisfaite et cessera d'être en cas de modification défavorable d'une action et dans ce cas la structure ne reprend plus aux fonctions pour lesquelles elle est conçue. On distingue deux limites :

**ELU et ELS :**

Il est nécessaire de faire la distinction entre ces deux états qui sont à la base de tous les calculs de béton armé.

a) Etat limite ultime :

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au de là laquelle il y'a la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite d'équilibre qui concerne la stabilité de l'ouvrage.
- Etat limite de résistance qui concerne la non rupture de l'ouvrage.
- Etat limite ultime de stabilité des formes (flambement) qui concerne les pièces élancées soumises à l'effort de compression axiale.

b) Etat limite de service :

Il correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas de l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes, il comprend trois cas :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- La corrosion des armatures insuffisamment protégés, compromette la durabilité de l'ouvrage, des fonctions d'étanchéité ou des critères esthétique d'aspect extérieur peuvent également ne pas être respectés.
- Etat limite de service de déformation : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres, fissuration des cloisons ou de carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple.

**Nature des actions :**a) **-Action permanente :**

- poids propre des structures.
- Poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage ...).
- Force exercée par la poussée des terres ou la pression des liquides (cas des murs de sous-sol).
- Déformation différées dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

b) **-Action variable :**

- Charges d'exploitation.
- Charges climatiques (action du vent, action de neige).  
Action passagère en cours d'exécution.

c) **-Action accidentelle :**

Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels séismes, explosion, chocs et les incendies.

- Le séisme « E ».

**Sollicitations :**

Ce sont les efforts provoqués en chaque point et chaque section de la structure par les actions, ils sont exprimés sous terme de forces et moments.

**-Combinaisons d'actions :**➤ Pour les planchers :

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations pour cela les combinaisons considérées sont :

**A l'E.L.U :**  $1.35G+1.5Q.$

**A l'E.L.S :**  $G+Q.$

Dans le cas des actions sismique les combinaisons à pour fournir une meilleure résistance sont :

D'après [R.P.A.99V.2003] on a :

➤ Pour les poutres :

$G + Q \pm E$

$1.35G + 1.5Q$

$0.8G \pm E$

$G + Q$

E : Effort sismique.

➤ -pour les poteaux :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

➤ pour les voiles :

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$



## 1.5) Les propriétés des matériaux :

### 1.5.1)-Béton :

Le béton est une pierre artificielle composée de granulat (sable +gravier), liant hydraulique(Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminée. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

-**Granulats** : pour un béton normal les dimensions des granulats sont compris entre :  
0,2mm<Cg<25mm.

-**Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland artificiel de classe 325 [CPA 325].

-**L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une potable filtrée de toute impureté de matière organique.

### Dosage du béton :

Le dosage d'un mètre cube de béton normal est de :

- 350Kg de ciment [CPA 325] / m<sup>3</sup>.
- 800 litres de graviers / m<sup>3</sup>.
- 400 litres de sable / m<sup>3</sup>.
- 175 litres d'eau de gâchage / m<sup>3</sup>.

#### a) Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristiques requise (spécifiée) notée  $f_{c28}$  elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm<sup>2</sup>) et de hauteur 32cm.

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  : [C.B.A.93 A-2-1-1-1]

$$\text{Age } j \leq 28 \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83} f_{c28}$$

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

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

$$\text{Age } j > 28 \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83} f_{c28}$$

$$\Rightarrow f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

- Pour le cas de notre structure  $f_{c28}$  est prise égale à **25MPa**.

b) **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

Pour le cas de notre structure  $f_{tj}$  est prise égale à **2,1MPa**.

c) **Déformation longitudinale du béton :**

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

c.1) **Déformation instantanée : [C.B.AA.2.12.1 ,P71]**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa}$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$

c.2) **Déformation différée : [C.B.AA.2.1.2.2.P7]**

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes de longue durée d'application le module de déformation différée du béton est :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa}$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ; on trouve :  $E_{i28} = 10818,86 \text{ MPa}$

d) **Coefficient de poisson :**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

$\nu = 0,2$  Pour les justifications aux états limites de services.

$\nu = 0$  Dans le cas des états limites ultimes.

Les contraintes limites de calcul :

En se référant au règlement du [BAEL 91] (modifier 99) ; on distingue deux états limites :

**1-Etat limite ultime « E.L.U » :**

C'est un état dans lequel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée  $f_{bu}$  est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

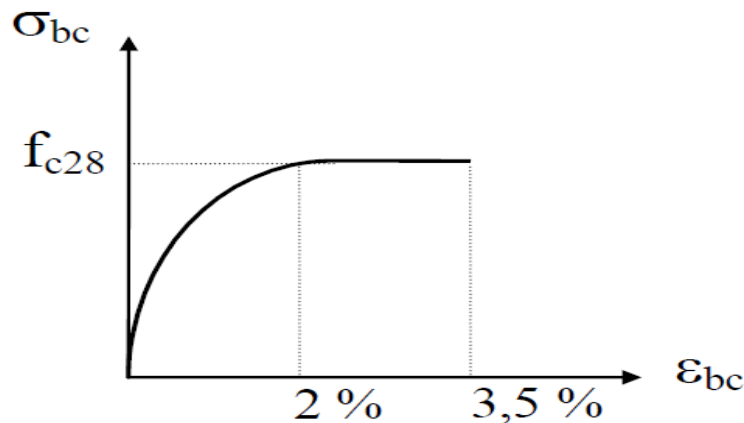
Avec :

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de situation durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{cas de situation accidentelle} \end{cases} \quad \begin{cases} f_{bu} = 14,17 \text{ MPa} \\ f_{bu} = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.



**Figure 1.7** Diagramme parabo-rectangle des contraintes déformation d'un béton comprimé

**2-Etat limite de service « E.L.S » :**

Etat limite de service est un état de chargement au de là duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (MPa)}$$

pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ; on trouve :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

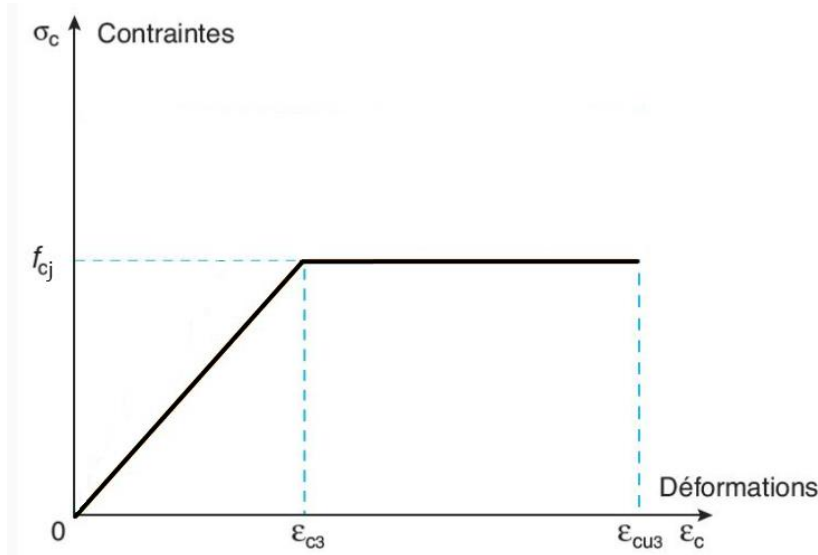


Figure 1.8 Diagramme contrainte-déformation à l'ELS

e) **La contrainte limite de cisaillement :**

Contrainte de cisaillement à l'ELU :

- $\tau_u = \min\left[\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right] = 3.33 \text{ MPa}$ , fissuration est peu préjudiciable.
- $\tau_u = \min\left[\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right] = 2.5 \text{ MPa}$ , fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

Etat limite de service :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ (la contrainte de compression).}$$

f) **Les avantages et les inconvénients du béton :**

- -Les avantages du béton :

-La souplesse de la forme.

-La résistance élevée à la compression.

-L'imperméable et l'absence de réaction chimique sur les aciers.

- -Les inconvénients du béton :

-L'aspect peut esthétique des surfaces qui nécessite un traitement extérieur.

-La résistance pratiquement nulle à la traction.

### 1.5.2) Aciers :

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

Il ya trois types dans le ferrailage des éléments de la structure :

- **Les ronds lisses de nuance FeE 235 pour les armatures transversales.**
- **Les barres haute adhérence de nuance FeE 400 pour les armatures longitudinales et transversales.**
- **Les treillis soudés, pour le hourdis des planchers à corps creux.**

#### a) Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité ( $f_e$ ) cette valeur est donnée selon le [BAEL 99] dans le tableau suivant :

| Type                    | Désignation         | Limite élastique (MPa) | Allongement | Contrainte de Rupture (MPa) |
|-------------------------|---------------------|------------------------|-------------|-----------------------------|
| Rond Lisse              | FeE22               | 215                    | 22          | 380-390                     |
|                         | FeE24               | 235                    | 25          | 410-490                     |
| Barre à haute adhérence | FeE400              | 400                    | 14          | 490                         |
| Treillis soudé          | $\phi > 6\text{mm}$ | 500                    | 14          | 580                         |

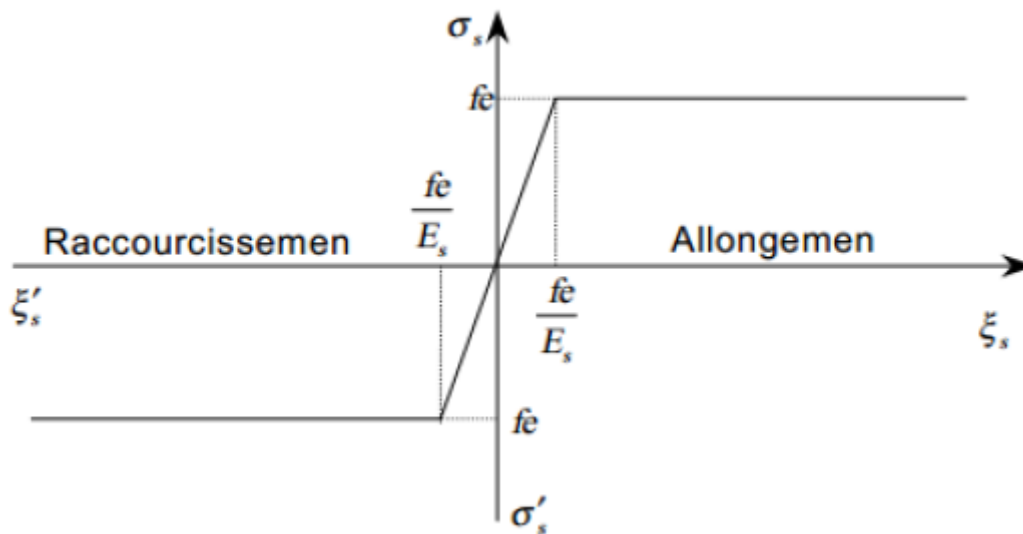
**Tableau 1.1** Caractéristiques des aciers

**-Module d'élasticité longitudinale :**

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à  $E_s = 200000$  MPa.

**b) Contrainte de calcul :****-État Limite Ultime (ELU) :**

Le diagramme (Contrainte - Déformation) est conventionnellement défini ci après :



**Figure 1.9** Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELS

Avec :

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

En [C.B.A (Art : 2.2.2)]

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{235}{1,15} = 204,34 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable} \\ 1,00 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier , il est pris égal à :  $E_s = \frac{\Delta L}{L}$

$\xi_s$  : Allongement relatif de l'acier.

-État Limite Ultime (ELU) :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification :  $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (95f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = \frac{2}{3} f_e = 266.66 \text{ MPa}$
- Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = 0,8 \times \xi = 231,328 \text{ MPa}$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

$\eta = 1,0$  Acier rond lisse.

$\eta = 1,6$  Acier à haute adhérence.

**C) Hypothèses de calcul :**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

– **État Limite Ultime (ELU) :**

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

– **État Limite de Service (ELS) :**

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.

Par convention, le coefficient d'équivalence est :

- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

La contrainte de calcul notée " $\sigma_s$ " et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- Rond lisse  $\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$
- Haute adhérence  $\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

Allongement de rupture :  $\xi_s = 10\%$



## Chapitre II. Prédimensionnement

### 2.1) Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé : pré dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

### 2.2) Evaluation des charges :

#### a) Les planchers :

Les charges réglementaires sont :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

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

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

#### 1) Plancher terrasse (inaccessible) : Charges permanentes (Partie corps creux)

| Matériaux                 | Epaisseur (cm) | D (kg/m <sup>3</sup> ) | G (kg/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------|----------------|------------------------|------------------------|
| 1-protection en gravillon | 5              | 1700                   | 85                     |
| 2-Etanchéité multicouche  | /              | /                      | 12                     |
| 3-Forme de pente 1%       | 10             | 2200                   | 220                    |
| 4-Isolation thermique     | 4              | 400                    | 16                     |
| 5-Dalle en corps creux    | 16+4           | /                      | 280                    |
| 6-Enduit plâtre           | 2              | 1000                   | 20                     |

**Tableau 2.1** Charges permanentes du plancher terrasse (corps creux).

$$\underline{G = 633 \text{ kg/m}^2}$$

$$\underline{Q = 100 \text{ kg/m}^2}$$

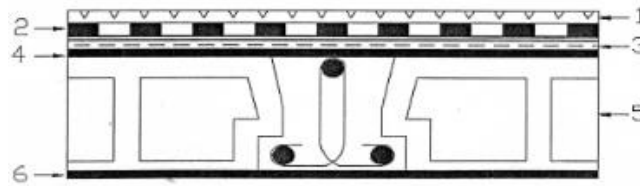


Figure 2.1 Plancher type terrasse

### 2) Plancher étage courant +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       | 2              | 2200                   | 40                    |
| 3-Lite de sable         | 3              | 1800                   | 36                    |
| 4-Dalle en corps creux  | 16+4           | /                      | 280                   |
| 5-Enduit plâtre         | 2              | 1000                   | 20                    |
| 6-Cloison de séparation | /              | /                      | 75                    |

Tableau 2.2 Charges permanentes du plancher courant.

$$G = 495 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

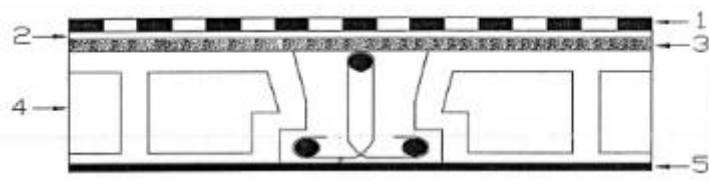


Figure 2.2 Plancher étage courant

### 3) Les balcons : Charges permanents (dalle pleine) :

| 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 pleine            | 15             | 2500                   | 375                    |
| 6-Enduit plâtre           | 2              | 1000                   | 20                     |

Tableau 2.3 Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine

$$G = 721 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

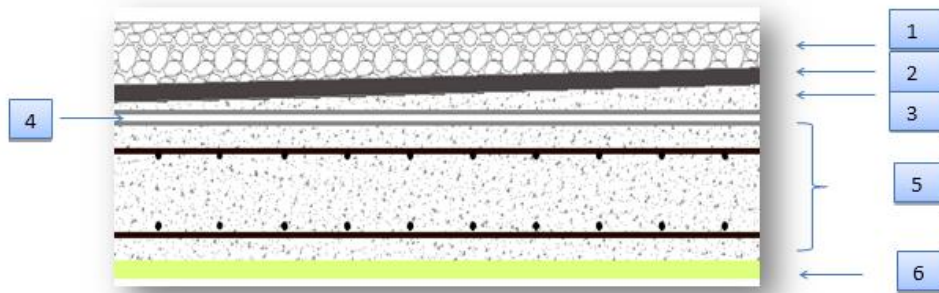


Figure 2.3 Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

| Matériaux         | Epaisseur (cm) | D (Kg/m <sup>3</sup> ) | G(Kg/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------|----------------|------------------------|-----------------------|
| 1-Carrelage       | 2              | 2200                   | 44                    |
| 2-Mortier de pose | 1.             | 2000                   | 30                    |
| 3-Lite de sable   | 2              | 1800                   | 36                    |
| 4-Dalle en BA     | 15             | 2500                   | 375                   |
| 5-Enduit ciment   | 2              | 2000                   | 40                    |

Tableau 2.4 Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

$G = 525 \text{ kg/m}^2$

$Q = 350 \text{ kg/m}^2$

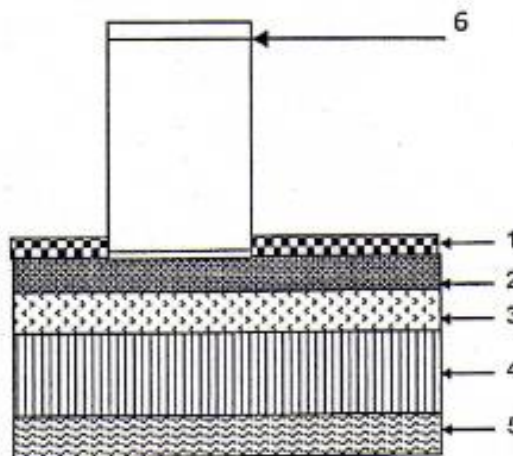


Figure 2.4 Classements des matériaux de la charges permanentes de plancher terrasse (dalle pleine)

**4)-L'acrotère:**

- Surface de l'acrotère :

$$S = (0,03 \times 0,10) / (2) + (0,03 \times 0,20) + (0,07 \times 0,3) + (0,10 \times 0,60) = 0,0885 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$P = (0,0885 \times 2500) = 221,25 \text{ Kg/ml}$$

Enduit : ep 2cm **G** = 55 Kg/ml

Charge permanente **G** = 276,25 Kg/ml

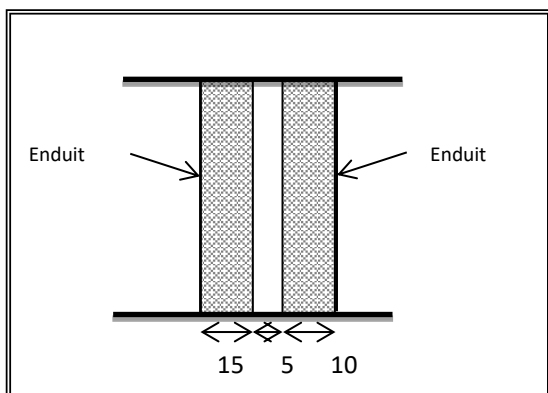
Charge d'exploitation **Q** = 100 Kg/ml

**5)-Mur extérieur (double cloison) :**

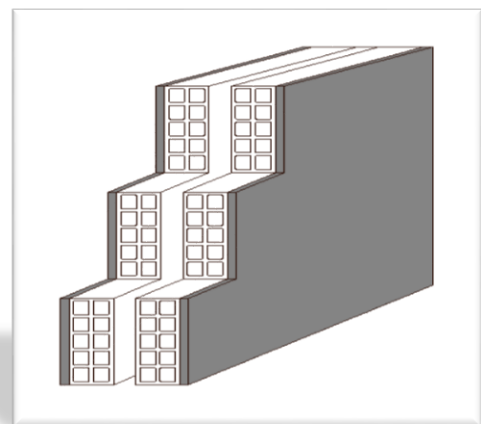
| Matériaux       | Epaisseur(cm) | D (Kg/m3) | G(Kg/m2) |
|-----------------|---------------|-----------|----------|
| 1-Brique creuse | 15            | /         | 130      |
|                 | 10            | /         | 100      |
| 2-Enduit plâtre | 1.5           | 1000      | 15       |
| 3-Enduit ciment | 1.5           | 2200      | 40       |

**Tableau 2.5** Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

**G = 279 kg/m<sup>2</sup>**



**Figure 2.5** Remplissage en double paroi



**Figure 2.6** Mur extérieur

**6)-L'escalier :**

▪ **Palier :**

| Matériaux         | Epaisseur (cm) | D (Kg/m3) | G(Kg/m2) |
|-------------------|----------------|-----------|----------|
| 1-Carrelage       | 2              | 2200      | 44       |
| 2-Mortier de pose | 2              | 2200      | 40       |
| 3-Lit de sable    | 2              | 1800      | 54       |
| 4-Dalle en BA     | 20             | 2500      | 500      |
| 5-Enduit ciment   | 2              | 2000      | 40       |

**Tableau 2.6** Evaluation des charges permanentes de palier.

**G = 678 kg/m<sup>2</sup>**

**Q = 250 kg/m<sup>2</sup>**

▪ **Paillasse :**

| Matériaux         | Epaisseur (cm) | D (Kg/m3) | G(Kg/m2)                  |
|-------------------|----------------|-----------|---------------------------|
| 1-Carrelage       | 2              | 2200      | 44                        |
| 2-Mortier de pose | 2              | 2000      | 40                        |
| 3-Lit de sable    | 3              | 1800      | 36                        |
| 4-Marche          | 17             | 2200      | (0,17/2)×2200 =187        |
| 5-Paillasse       | 20             | 2500      | (2500×0.2)/cos32.5=592.84 |
| 6-Enduit ciment   | 2              | 2000      | 40                        |
| 7-Gardes corps    | /              | /         | 90                        |

**Tableau 2.7** Evaluation des charges permanentes de Paillasse

**G = 1030 kg/m<sup>2</sup>**

**Q = 250 kg/m<sup>2</sup>**

## **2.3) Pré dimensionnement des planchers :**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Dans notre structure deux types de planchers :

- Dalle en corps creux pour les étages.
- Dalle pleine pour les balcons.

### **1) Plancher à corps creux :**

Le dimensionnement de ce type de dalle doit satisfaire aux conditions ci-dessous :

#### **a)-Condition de sécurité contre l'incendie :**

D'après [BEAL 91] :

- Conditions supplémentaires dues à l'incendie [2], pour résister :

$$\begin{cases} e = 0,7\text{cm} : \text{pour une (01)heure de coup de feu} \\ e = 11\text{ cm} : \text{pour deux (2)heures de coup de feu} \\ e = 17,5\text{ cm} : \text{pour quatre (4)heures de coup de feu.} \end{cases}$$

On admet que :  $e=18\text{ cm}$

#### **b)-Condition d'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.

- Contre les bruits aériens :

$$M_{\text{plancher}} \geq 400\text{Kg /m}^2 \Leftrightarrow 2500 \times e \geq 400\text{ kg/m}^2 \Leftrightarrow e = 16\text{cm}$$

- Contre les bruits d'impacts :

$$M_{\text{plancher}} \geq 350\text{Kg /m}^2 \Leftrightarrow 2500 \times e \geq 350\text{ kg/m}^2 \Leftrightarrow e = 14\text{cm}$$

On admet que :  $e=16\text{ cm}$

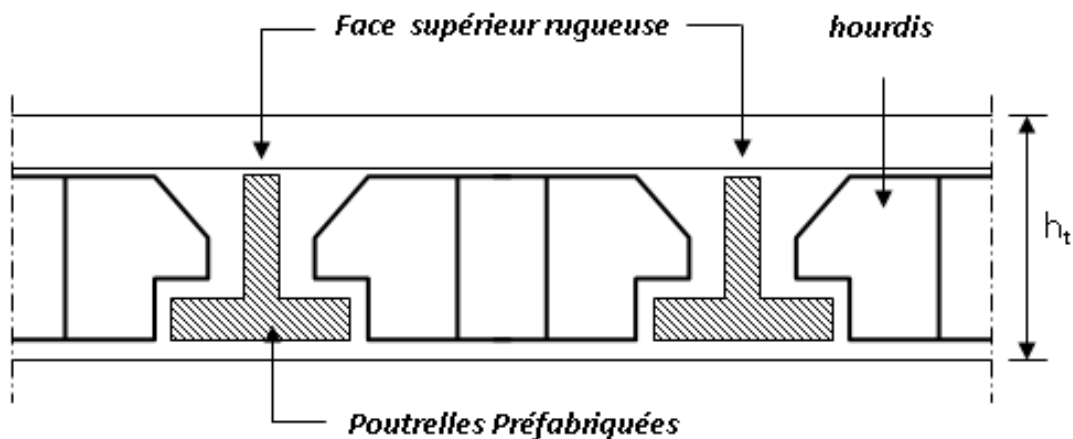
**c)-Condition de résistance à la flexion:**

$$e \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

avec :  $L_{max} = 4.2$  m (longueur maximale entre nu des appuis).

$$\text{Donc : } e \geq \frac{420}{22,5} \rightarrow e \geq 18.66 \text{ cm}$$

On adopte : **e = 20 cm** (4 cm de la dalle de compression et 16 cm de corp creux)



**Figure 2.7** coupe verticale du plancher à corps creux

$$h_t = \max \{18,16,20\}(\text{cm})$$

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

**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).
- 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

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

$L_n$  : distance entre axes des nervures et  $h_0=5$  cm

$$50\text{cm} \geq l_n \geq 80\text{cm} \rightarrow \text{donc } l_n = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{65}{2}; \frac{485}{10}; 24\right) \rightarrow \text{donc on adopte : } b_1 = 25 \text{ cm}$$

$$b_0 = b - 2b_1 = 15\text{cm}$$

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

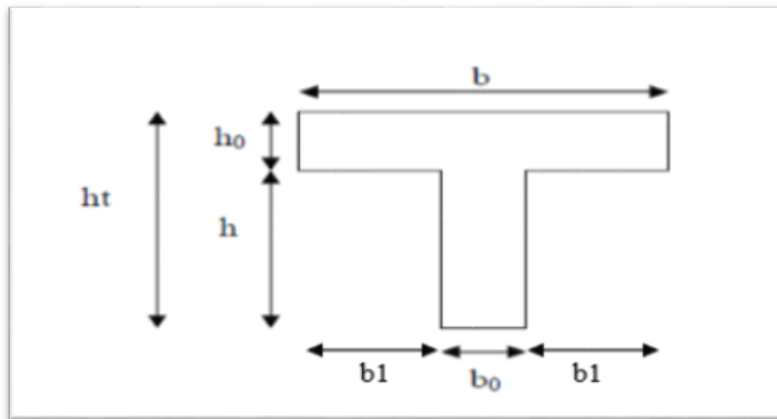


Figure 2.8 Section de la poutelle

## 2) Plancher à dalle pleine :

Le dimensionnement de ce type de dalle doit satisfaire aux conditions ci-dessous :

- Condition d'isolation phonique (les mêmes que pour le plancher à corps creux).
- Condition d'isolation thermique (les mêmes que pour le plancher à corps creux).
- Condition de résistance à la flexion :

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable selon les formules ci-dessous :

$$e \geq l_x/20 \text{ pour les dalles sur appuis simples avec : } l_x/l_y > 0.4$$

$$l_x/30 \geq e \geq l_x/35 \text{ pour les dalles continues avec : } l_x/l_y \leq 0.4$$

$$l_x/40 \geq e \geq l_x/45 \text{ pour les dalles continues avec : } 0.4 < l_x/l_y < 1$$

Dalles reposant sur deux ou trois côtés :  $e \geq L_x / 20 + 7\text{cm}$



Dans notre projet on a une dalle sur deux côtés, donc :

$$e \geq \frac{L_x}{20} + 7 \Rightarrow e \geq \frac{150}{20} + 7 \rightarrow e \geq 14.5 \text{ cm}$$

Donc On prend : **e = 15cm**

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

Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons on adopte une épaisseur :

**e = 15 cm**

## 2.4) Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux chargés de la transmission des charges verticales aux poteaux, leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par le [BAEL91] et vérifiées suivent le règlement parasismique algérien [RPA 99].

Selon les règles [BAEL 91] :

La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$

La largeur de la poutre :  $0.3 h_p \leq b \leq 0.8 h_p$

Avec :

$L$  : portée de la poutre.

$h$  : hauteur de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

Selon le [RPA 99] pour la zone II-a :

La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h > 30 \text{ cm}$ .

La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $b > 20 \text{ cm}$ .

Le rapport hauteur largeur doit être :  $h/b < 4$

**a) Poutres principales :**

❖ **Poutre (1) : COUPE A-A**

- La hauteur h de la poutre doit être :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{510}{15} \leq h_p \leq \frac{510}{10} \rightarrow 34 \text{ cm} \leq h_p \leq 51 \text{ cm}$$

On adopte :  $h_p = 45 \text{ cm}$

- La largeur de la poutre :

$$0.3 h_p \leq b \leq 0.8 h_p \rightarrow 0.3 (45) \leq b \leq 0.8 (45) \rightarrow 13.5 \leq b \leq 36$$

On adopte :  $b = 30 \text{ cm}$

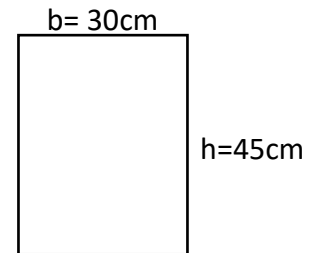
- Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1) :

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow 45/30 = 1.5 < 4 \dots \dots \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les poutres principales sont d'une section **(30X45) cm<sup>2</sup>**



❖ **Poutre (2) : COUPE B-B**

- La hauteur h de la poutre doit être :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{445}{15} \leq h_p \leq \frac{445}{10} \rightarrow 29.67 \leq h_p \leq 44.5$$

On adopte :  $h_p = 40 \text{ cm}$

- La largeur de la poutre :

$$0.3 h_p \leq b \leq 0.8 h_p \rightarrow 0.3 (40) \leq b \leq 0.8 (40) \rightarrow 12 \leq b \leq 32$$

On adopte :  $b = 30 \text{ cm}$

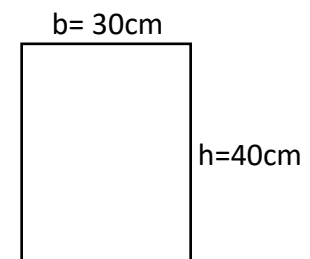
- Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1) :

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow 40/30 = 1.33 < 4 \dots \dots \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les poutres principales sont d'une section **(30X40) cm<sup>2</sup>**



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

- La hauteur h de la poutre doit être :

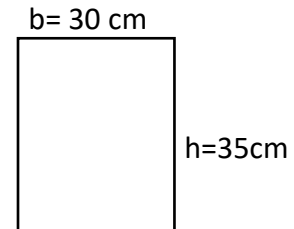
$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{400}{15} \leq h_p \leq \frac{400}{10} \rightarrow 27 \text{ cm} \leq h_p \leq 40 \text{ cm}$$

On adopte:  $h_p = 35 \text{ cm}$

- La largeur de la poutre :

$$0.3 h_p \leq b \leq 0.8 h_p \rightarrow 0.3 (35) \leq b \leq 0.8 (35) \rightarrow 10.5 \leq b \leq 28$$

On adopte :  $b = 30 \text{ cm}$  (Pour une raison d'esthétique).



- Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1) :

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow 35/30 = 1.16 < 4 \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les poutres principales sont d'une section **(30X35) cm<sup>2</sup>**

**c) Vérification de la flèche :**

Nous devons vérifier que :  $F_{max} \leq \bar{F}$

- **Poutres principales :**

$$L_{max} = 5.50 \text{ m} > 5 \text{ m} \rightarrow f \leq 0,5 + \frac{L_{max}}{1000}$$

$$f \leq 0,5 + \frac{550}{1000} = 1.05 \text{ cm}$$

$$E = 321642 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = \frac{30 \cdot 50^3}{12} = 312500 \text{ cm}^4$$

$$\text{Charge permanent : } G = 633 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$q = G + Q = (633 \times 5.5 + 2500 \times 0.3 \times 0.5) + (100 \times 5.5) = 4406.5 \text{ kg/ml.}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \rightarrow f_{max} = \frac{5 \cdot 4406.5 \cdot 10^2 \cdot 550^4}{384 \cdot 321642 \cdot 312500} = 0.52 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.52 \text{ cm} \leq f = 1.05 \text{ cm} \dots \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$L_{\max} = 4 \text{ m} < 5\text{m} \rightarrow f \leq \frac{L_{\max}}{500}$$

$$f \leq \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

$$E = 321642 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = \frac{30 \cdot 35^3}{12} = 107187.5 \text{ cm}^4$$

$$\text{Charge permanent : } G = 633 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$q = G + Q = (633 \times 4 + 2500 \times 0.3 \times 0.35) + (100 \times 4) = 3194.5 \text{ kg/ml.}$$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5 \cdot 3194.5 \cdot 10^2 \cdot 400^4}{384 \cdot 321642 \cdot 107187.5} = 0.52 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0.52 \text{ cm} \leq f = 0.8 \text{ cm} \dots \dots \dots \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## **2.5) Pré dimensionnement des voiles :**

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien :

- **D'après le RPA 99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : porté du voile.

e: épaisseur du voile.

- **L'article (7.7.1 RPA99 /V2003 )** nous dit que « l'épaisseur minimale d'un voile est 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 comme indique la figure ci-dessous ; c'est-à-dire :

$$e \geq \max \left( \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right) \text{ selon le cas qui se présente}$$

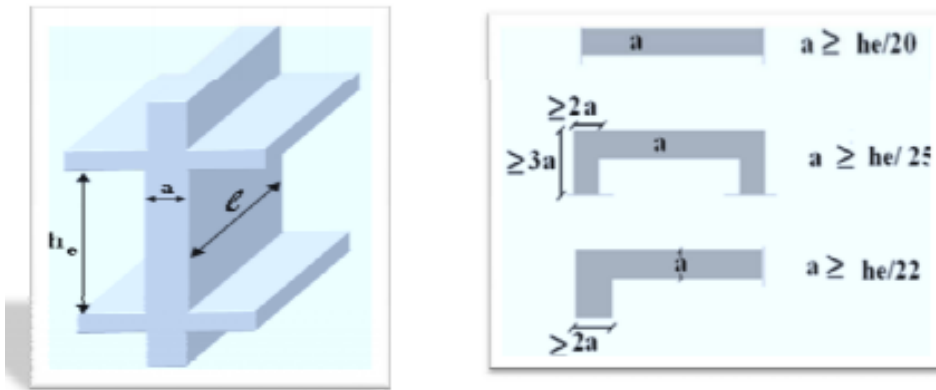


Figure 2.9 Section réduite du voile

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 4.08 - 0.2 = 3.88$  m et de la condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 15.52 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 17.64 \text{ cm}$$

$$e \geq \max(e_{\min}, h_e/25, h_e/22)$$

$$e \geq \max(15.52, 17.64)$$

$$e \geq 17.64 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On adopte que : } \mathbf{e = 18 \text{ cm}}$$

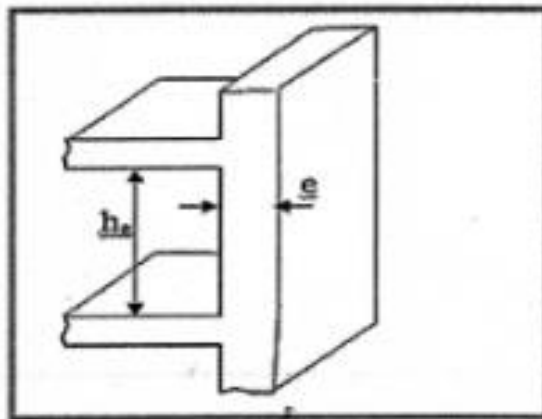


Figure 2.10 Coupe de voile en élévation

### Disposition des voiles :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

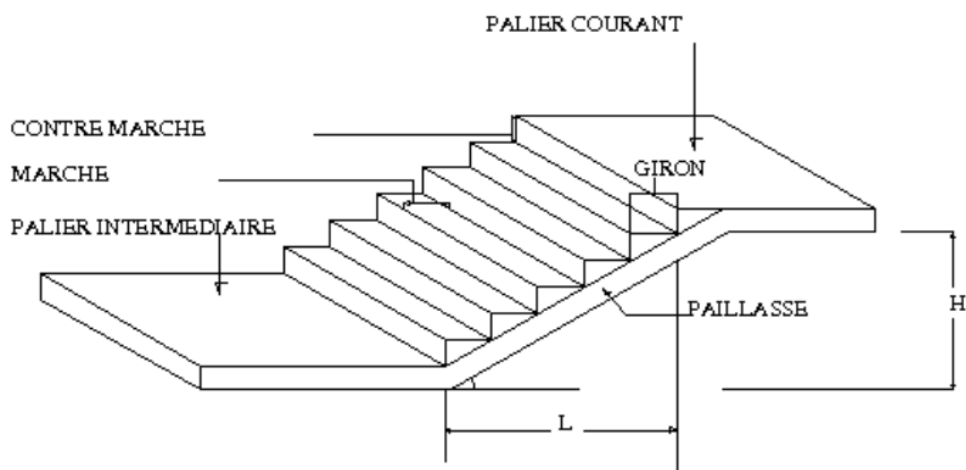
- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

## 2.6) Pré dimensionnement des escaliers :

Un escalier est un moyen statique permettant le passage d'un niveau horizontal à un autre (les moyens dynamique étant les ascenseurs, escalators...), c'est un élément non structural composé de gradins successifs Sur une dalle inclinée en béton armée.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.



Représentation d'un escalier

**Figure 2.11** schéma d'escalier

Un escalier est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir)  $H$ .
- L'embranchement (largeur utile)  $E$ .
- Son giron  $g$ .
- Sa hauteur de marche  $h$ .
- Hauteur de marche.

**Caractéristiques techniques :**

Hauteur d'étage :  $H=3.06$  m

Giron :  $g = 30$  cm

**Géométrie :**

Un escalier doit être efficace est aussi facile que possible à monter et à descendre. Les proportions des escaliers respectent la relation de Blondel donnée par la double inégalité :

On a :  $59 < 2h+g < 66 \rightarrow$  Donc :  $14,5 < h < 18$ .

$g$  : Giron ou largeur de la marche varie de 22 à 33 cm

$h$  : Hauteur ou contremarche varie de 14cm à 18cm.

=> Choix  $h = 17$  cm

Pour :  $h = 17$  cm

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17}$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage 9 contre marche.

$n = N_c - 1 = 9 - 1 = 8$  marches

$n$  : Nombre de marche.

**Inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{H'}{L'}$$

$H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 9 \times 17 \Rightarrow H' = 153$  cm

$L = (n-1) * g \Rightarrow L' = (9-1) \times 30 \Rightarrow L = 240$  cm

$$\text{Tg} \alpha = \frac{153}{240} = 0.64 \Rightarrow \alpha = 32.5^\circ$$

La longueur de volée est :  $L = \frac{1.53}{\sin \alpha} \Rightarrow L = 2.85$  m

L'épaisseur de la paillasse est :  $\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{285}{30} < e < \frac{285}{20}$

$\Rightarrow 9.5 < e < 14.25 \Rightarrow$  Choix  $e = 22\text{cm}$ .

L'épaisseur du le palier est la même que celle de la paillasse  $e = 16\text{cm}$

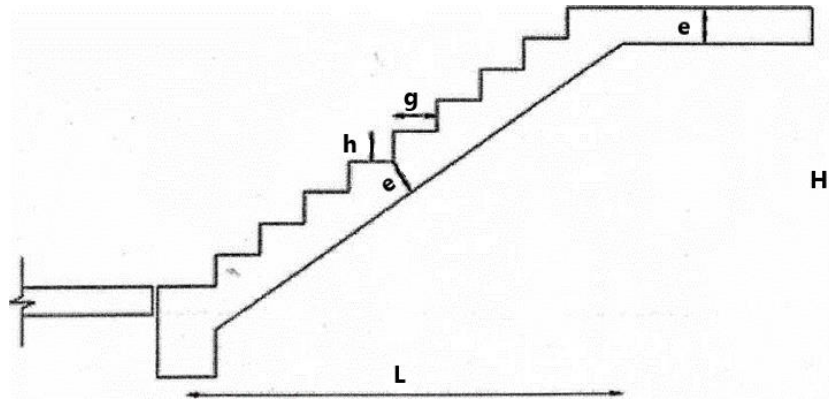


Figure 2.12 Coupe verticale d'escalier

### 2.6.1) Réalisation des charges :

Un escalier est constitué d'une sécession de gradin, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction.

L'établissement d'un escalier nécessite le respect de certain facteur, il doit être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à aggrave sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence du pas-d'âne ou une régularité dans son exécution cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron  $2h+g=p/p$  : l'amplitude du pas.

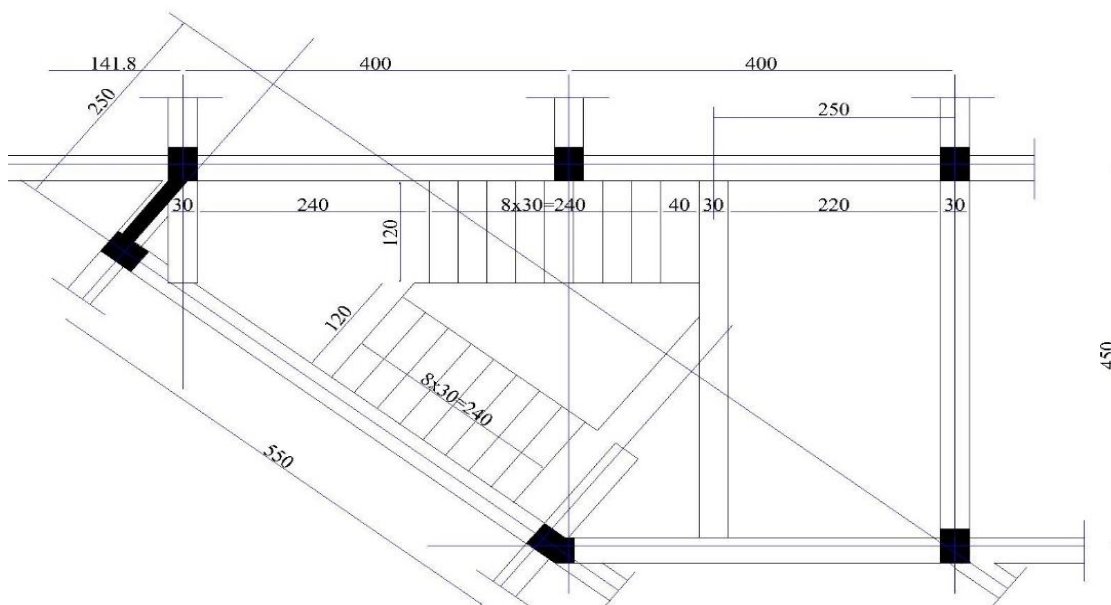


Figure 2.13 Vue en plan d'escalier



$G_1 = 6.78 \text{ KN/m}^2$  (Palier)

$G_2 = 10.3 \text{ KN/m}^2$  (paillasse)

$Q_1 = Q_2 = 2,5 \text{ KN/m}^2$  (Surcharge)

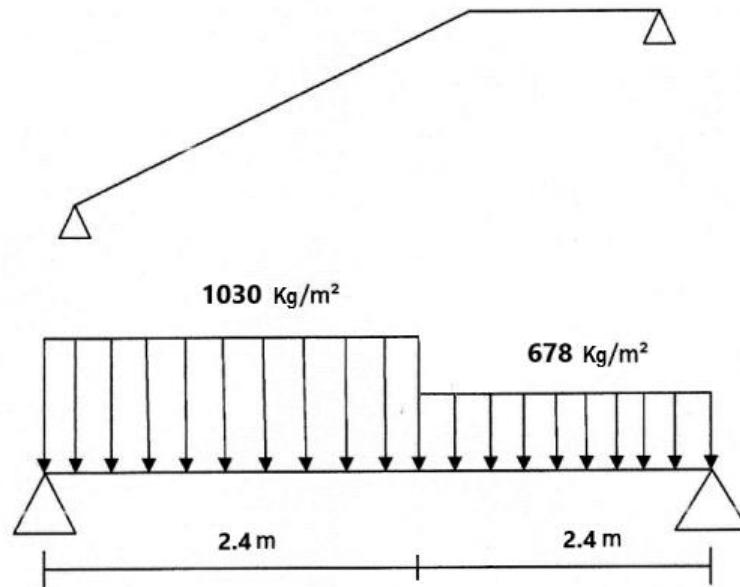


Figure 2.14 Schéma statique d'escalier

Charge équivalent :

$$Q_{eq} = \frac{\sum G_i L_i}{\sum L_i}$$

$$Q_{eq} = \frac{(6.78 * 2.4) + (10.3 * 2.4)}{4.8} = 8,54 \text{ KN/m}^2$$

### 2.6.2) Sollicitations :

- Sous G :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{8.54 * 4.8^2}{8} = 24,6 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{tG} = 0,8M_0 \\ M_a = 0,4M_0 \\ T_G = ql/2 \end{cases}$$

| $M_{tG}$ (KN.m) | $M_a$ (KN.m) | $T_G$ (KN) |
|-----------------|--------------|------------|
| 19,68           | 9,84         | 20,5       |

- Sous Q :

$$Q_{eq} = \frac{\sum Q_i L_i}{\sum L_i}$$

$$Q_{eq} = \frac{(2.5 * 2.4) + (2.5 * 2.4)}{4.8} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.5 * 4.8^2}{8} = 7,2 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_{tG} = 0,8M_0 \\ M_a = 0,4M_0 \\ T_G = ql/2 \end{cases}$$

| $M_{tQ}$ (KN.m) | $M_{aQ}$ (KN.m) | $T_Q$ (KN) |
|-----------------|-----------------|------------|
| 5,76            | 2,88            | 6          |

### 2.6.3) Les combinaisons :

- ELU :

$$\begin{cases} M_{tu} = 1,35M_{1G} + 1,5M_{1Q} = 1,35(19,68) + 1,5(5,76) = 35,2 \text{ KN.m} \\ M_{au} = 1,35M_{aG} + 1,5M_{aQ} = 1,35(9,84) + 1,5(2,88) = 17,6 \text{ KN.m} \\ T_u = 1,35T_G + 1,5T_Q = 1,35(20,5) + 1,5(6) = 36,67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

| $M_{tu}$ (KN.m) | $M_{au}$ (KN.m) | $T_u$ (KN) |
|-----------------|-----------------|------------|
| 35,2            | 17,6            | 36,67      |

- ELS :

$$\begin{cases} M_{ts} = M_{1G} + M_{1Q} = 19,68 + 5,76 = 25,44 \text{ KN.m} \\ M_{as} = M_{aG} + M_{aQ} = 9,84 + 2,88 = 12,72 \text{ KN.m} \\ T_s = T_G + T_Q = 20,5 + 6 = 26,5 \text{ KN.} \end{cases}$$

| $M_{ts}$ (KN.m) | $M_{as}$ (KN.m) | $T_s$ (KN) |
|-----------------|-----------------|------------|
| 25,44           | 12,72           | 26,5       |

### 2.5.4) Ferrailage à L'ELU :

B=100cm

D= h-c= 17-2= 15cm

$f_{c28} / \gamma_b = 16,66 \text{ MPa}$

- Appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{tj}} = \frac{17.6 \cdot 10^3}{100 \cdot 15^2 \cdot 16.66} = 0,047$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2(0,047)}] = 0,06$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17.6 \cdot 10^3}{0.97 \cdot 15 \cdot 348} \Rightarrow A_s = 3.48 \text{ cm}^2 \quad \text{ON adopte: 6T12/m} \Rightarrow A_s = 6,79 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 15 \cdot 2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{OK}$$

- Travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_t} = \frac{35.2 \cdot 10^3}{100 \cdot 15^2 \cdot 21.74} = 0,072$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0,093$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,96$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{35.2 \cdot 10^3}{0.96 \cdot 15 \cdot 348} \Rightarrow A_s = 7,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{ON adopte : 6T14} \Rightarrow A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 15 \cdot 2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{OK}$$

- Armature de répartition :

- Appuis :

$$A_s = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : 5T10/M} \Rightarrow A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_s = \frac{A_s}{4} = \frac{9.24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5T10/M** =>  $A_s = 3,93 \text{ cm}^2$

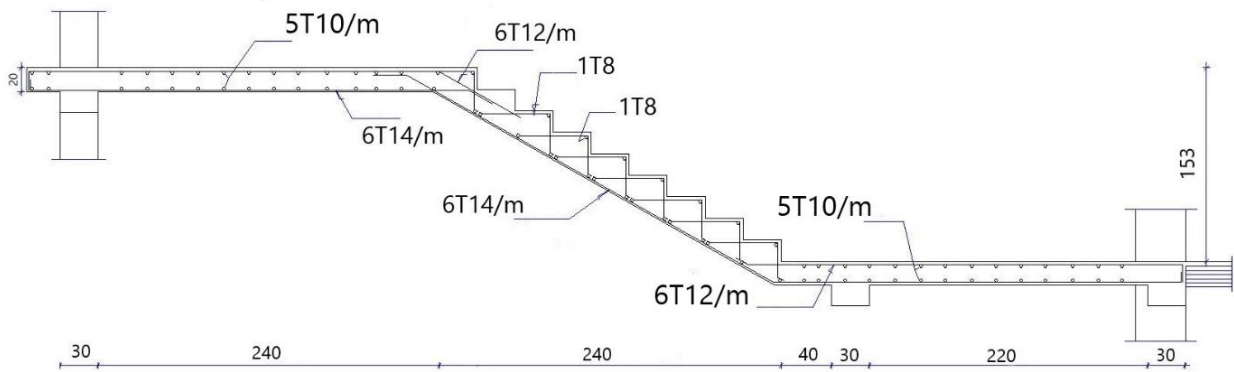


Figure 2.15 Ferrailage d'escalier

❖ Etude de la poutre escalier :

Pré dimensionnement de la poutre escalier :

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{420}{15} \leq h_p \leq \frac{420}{10} \rightarrow 28 \text{ cm} \leq h_p \leq 42 \text{ cm}$$

On adopte:  $h_p = 30 \text{ cm}$

- La largeur de la poutre :

$$0.3 h_p \leq b \leq 0.8 h_p \rightarrow 0.3 (30) \leq b \leq 0.8 (30) \rightarrow 9 \leq b \leq 24$$

On adopte :  $b = 30 \text{ cm}$  (Pour une raison d'esthétique).

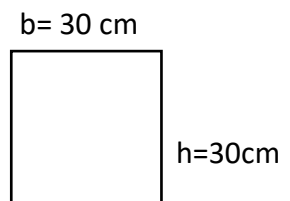
- Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1) :

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow 40/30 = 1.33 < 4 \dots \dots \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les poutres principales sont d'une section **(30X30) cm<sup>2</sup>**



**Vérification de la flèche :**

$$L_{\max} = 4.2 \text{ m} < 5\text{m} \rightarrow f \leq \frac{L_{\max}}{500}$$

$$f \leq \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

$$E = 321642 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = \frac{30 \cdot 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$\text{Charge permanent : } G = 678 \text{ kg/m}^2$$

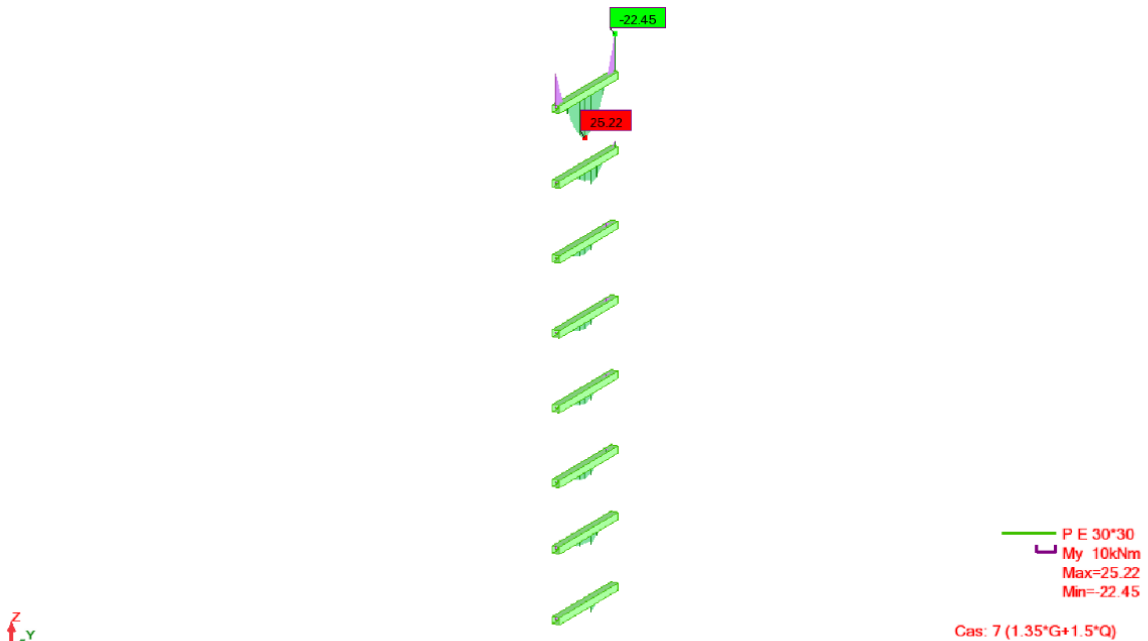
$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$q = G + Q = (678 \cdot 4.2 + 2500 \cdot 0.3 \cdot 0.3) + (250 \cdot 4.2) = 4122.6 \text{ kg/ml.}$$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5 \cdot 4122.6 \cdot 10^2 \cdot 420^4}{384 \cdot 321642 \cdot 67500} = 0.076 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0.076 \text{ cm} \leq f = 0.84 \text{ cm} \dots\dots\dots \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Charges qui agissent sur la poutre escalier :**



**Ferraillage de la poutre escalier :**

**Flexion simple :**

**ELU:**

$$M_{\max} (\text{en travée}) = 25.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} (\text{en appui}) = 22.45 \text{ KN.m}$$

$H = 30\text{cm}$  ,  $c=c' = 3\text{ cm}$  ,  $d = 27\text{ cm}$  ,  $b = 30$  ,  $f_{bu} = 14.2\text{ MPa}$

- **En travé :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.22 \cdot 10^6}{300 \cdot 270^2 \cdot 14.16} = 0.08 \quad ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.08 \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}) = 0.1$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

$$\mu = \frac{M_u}{\beta d f \sigma_s} = \frac{25.22 \cdot 10^6}{0.96 \cdot 270 \cdot 348} = 280 \text{ mm}^2 = 2.8 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T14 = 4,62 cm<sup>2</sup>**

- **En appui :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.45 \cdot 10^6}{300 \cdot 270^2 \cdot 14.16} = 0.072 \quad ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.072 \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.072}) = 0.09$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

$$AS = \frac{M_u}{\beta d f \sigma_s} = \frac{22.45 \cdot 10^6}{0.96 \cdot 270 \cdot 348} = 249 \text{ mm}^2 = 2.49 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T14 = 4,62 cm<sup>2</sup>**

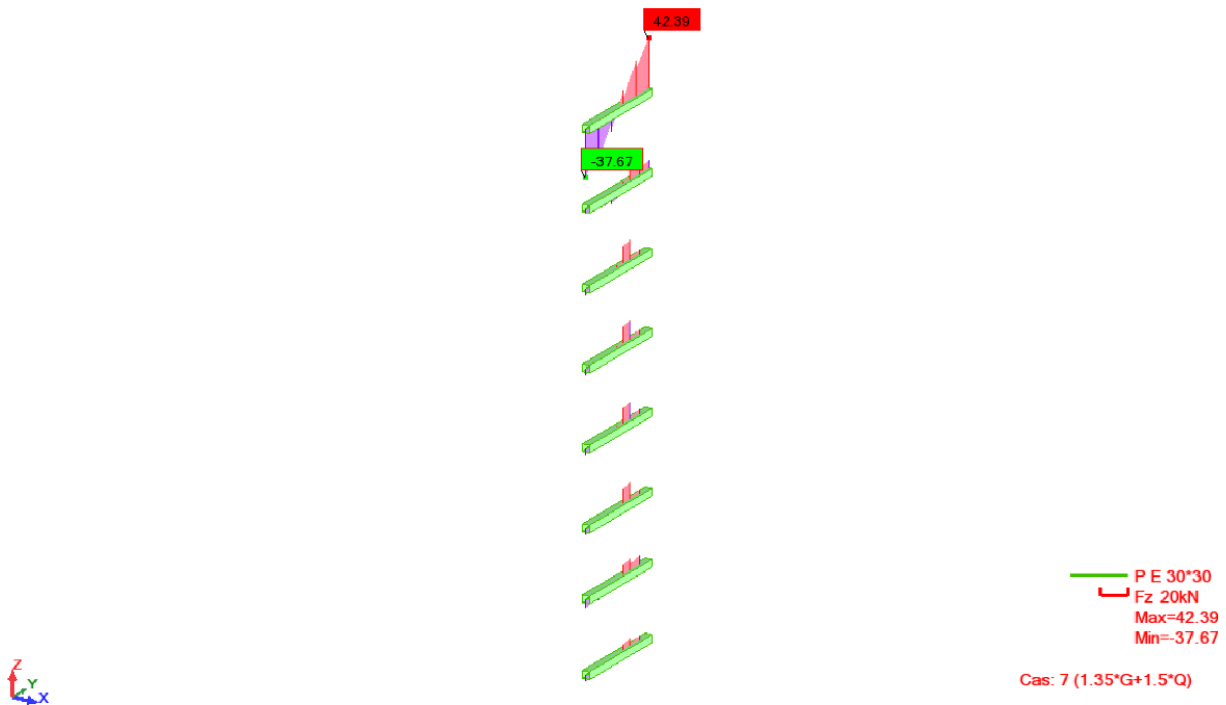
**Vérification:**

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

$$A_{min} 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 27 \frac{2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2 < A_{adopté} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$ARPA = 0.5\%bh = 4.5 \text{ cm}^2 < A_{adopté} \rightarrow \text{vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant :



$$V_u = 42.39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{42390}{300 \times 270} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,52 < \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

→ Les armatures transversales sont des armatures droites ( $\alpha = 90^\circ$ ).

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) \text{ d'où } \phi_t \leq \min(8.57; 14; 30) \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section d'armatures transversales est  $A_t = 2.01\text{cm}^2$

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40 \text{ cm}) \text{ d'où } S_t \leq \min(24.3; 40) \rightarrow \text{d'où } S_t \leq 24,3 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t F_e}{0.4b} = \frac{2,1 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ d'où } S_t \leq 67.00 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Transversales :**

Pour l'espacement on prend le même que celui de la flexion simple

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$S_t \text{ (RPA)} \begin{cases} \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \Rightarrow z. \text{courant.} \\ \frac{h}{4} = \frac{30}{4} = 7.5 \Rightarrow z. \text{nodale.} \end{cases}$$

On adopte :

$S_t = 15 \text{ cm}$  pour la zone courant.

$S_t = 10 \text{ cm}$  pour la zone nodale.

La section d'armatures transversales est donnée par la formule :  $A_t = \frac{M_{tor} * S_t * \gamma_s}{f_e * 2 * \Omega}$

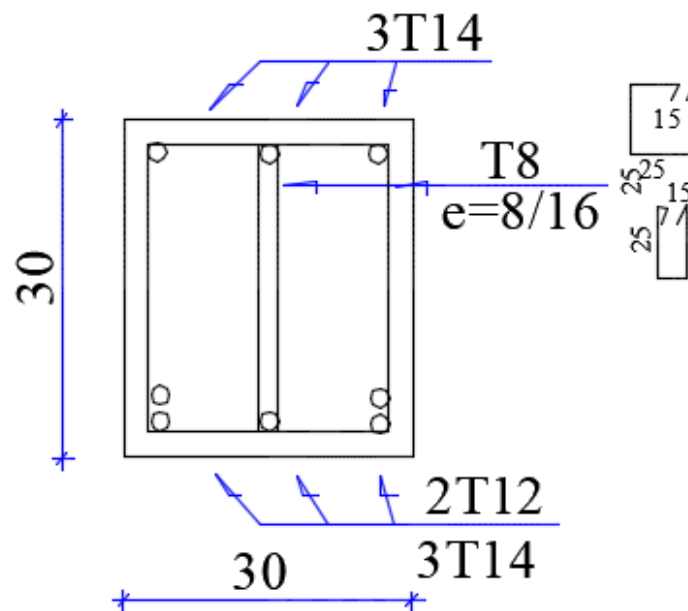
$$A_t = 0,09 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{t \text{ min}} \geq \frac{0.4b.s_t}{f_e}$$

$$A_{t \text{ min}} \geq \frac{0.4 * 30 * 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 1cadre **T8**



**Figure 2.16** Ferrailage de la poutre escalier



❖ Etude de la poutre palière :Pré dimensionnement de la poutre palière :

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :

On adopte:  $h_p = 35$  cm

- La largeur de la poutre :

On adopte :  $b = 30$  cm (Pour une raison d'esthétique).

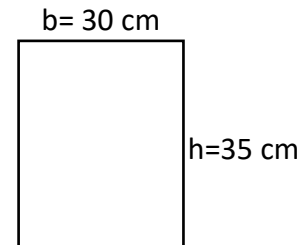
- Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1) :

$h = 35\text{cm} \geq 30$  cm .....  $\Rightarrow$  vérifiée

$b = 30 \geq 20$  cm .....  $\Rightarrow$  vérifiée

$h/b \leq 4 \Rightarrow 35/30 = 1.17 < 4$  .....  $\Rightarrow$  vérifiée

Les poutres principales sont d'une section **(30X35) cm<sup>2</sup>**

Vérification de la flèche :

$$L_{\max} = 1.2 \text{ m} < 5 \text{ m} \rightarrow f \leq \frac{L_{\max}}{500}$$

$$f \leq \frac{120}{500} = 0.24 \text{ cm}$$

$$E = 321642 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = \frac{30 \cdot 35^3}{12} = 107187,5 \text{ cm}^4$$

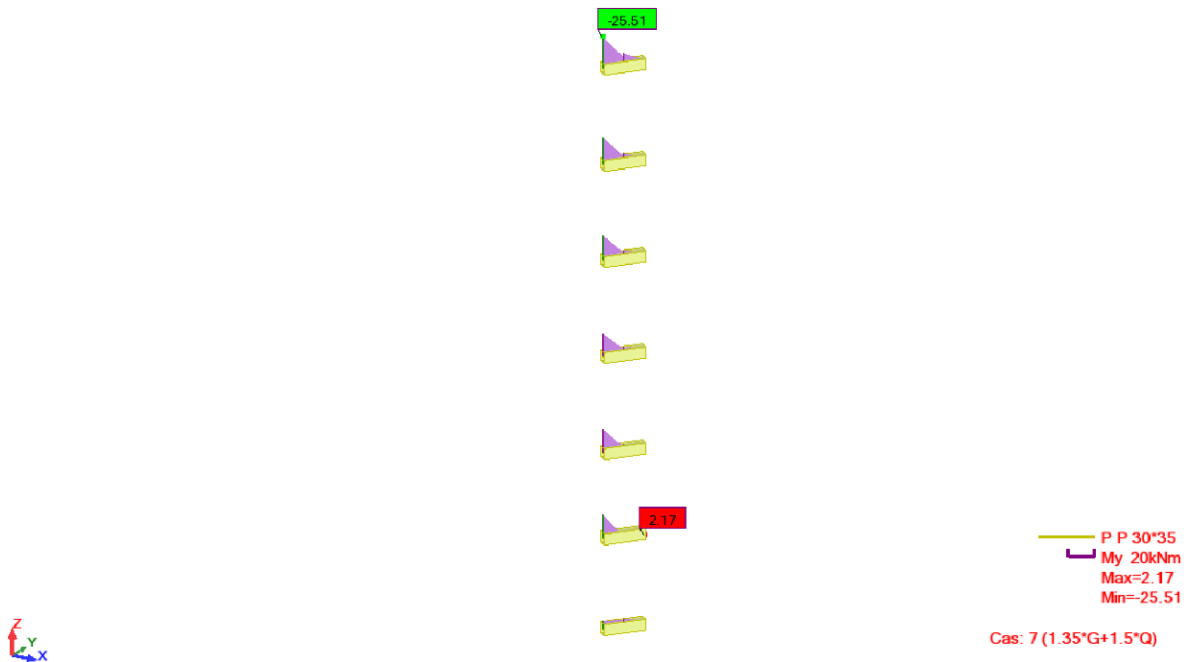
$$\text{Charge permanente : } G = 678 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$q = G + Q = (678 \times 1.2 + 250 \times 0.3 \times 0.35) + (250 \times 1.2) = 1376,1 \text{ kg/ml.}$$

$$f_{\max} = \frac{ql^4}{8EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{1376,1 \cdot 10^2 \cdot 120^4}{8 \cdot 321642 \cdot 107187,5} = 0.033 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0.033 \text{ cm} \leq f = 0.24 \text{ cm} \dots \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Charges qui agissent sur la poutre palière:****Ferraillage de la poutre palière :****Flexion simple :****ELU:**

$$M_{\max}(\text{en travée}) = 2.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}(\text{en appui}) = 25.51 \text{ KN.m}$$

$$h = 35 \text{ cm}, c = c' = 3 \text{ cm}, d = 32 \text{ cm}, b = 30$$

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.17 \cdot 10^6}{300 \cdot 320^2 \cdot 14.16} = 0.005; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.005 \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}) = 0.006$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f \sigma_s} = \frac{2.17 \cdot 10^6}{0.99 \cdot 320 \cdot 348} = \underline{20 \text{ mm}^2} = \underline{0.2 \text{ cm}^2}$$

**On adopte :** 3T12 = 3,39 cm<sup>2</sup>

- **En appui :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.51 \cdot 10^6}{300 \cdot 320^2 \cdot 14.16} = 0.058 ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.058 \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.058}) = 0.075$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_{\sigma_s}} = \frac{25.51 \cdot 10^6}{0.97 \cdot 320 \cdot 348} = \underline{236 \text{ mm}^2} = \underline{2.36 \text{ cm}^2}$$

**Vérification:**

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2 > A_s$$



$$A_{RPA} = 0.5\%bh = 5.25 \text{ cm}^2 > A_s$$

$$A = \text{Max}(A_s, A_{min}, A_{RPA}) = \text{Max}(2.36, 1.16, 5.25) = 5.25 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5T14 = 7,7 cm<sup>2</sup>

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



 P P 30\*35  
 Fz 50kN  
 Max=29.27  
 Min=0.22

Cas: 7 (1.35\*G+1.5\*Q)

$$V_u = 29.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{29270}{300 \times 320} = 0,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,3 < \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

→ Les armatures transversales sont des armatures droites ( $\alpha = 90^\circ$ ).

### Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) \text{ d'où } \phi_t \leq \min(10; 14; 30) \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section d'armatures transversales est  $A_t = 2.01\text{cm}^2$

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40 \text{ cm}) \text{ d'où } S_t \leq \min(28,8; 40) \text{ d'où } S_t \leq 28,8 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t F_e}{0,4b} = \frac{2,1 \cdot 400}{0,4 \cdot 30} = 67 \text{ d'où } S_t \leq 67,00 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

- Transversales :

Pour l'espacement on prend le même que celui de la flexion simple

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$S_t \text{ (RPA)} \begin{cases} \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \Rightarrow z. \text{ courant.} \\ \frac{h}{4} = \frac{35}{4} = 8,75 \Rightarrow z. \text{ nodale.} \end{cases}$$

On adopte :

$S_t = 15 \text{ cm}$  pour la zone courant.

$S_t = 8 \text{ cm}$  pour la zone nodale.

La section d'armatures transversales est donnée par la formule :  $A_t = \frac{M_{tor} \cdot S_t \cdot \gamma_s}{f_e \cdot 2 \cdot \Omega}$

$$A_t = 0,09 \text{ cm}^2$$

### Section minimale :

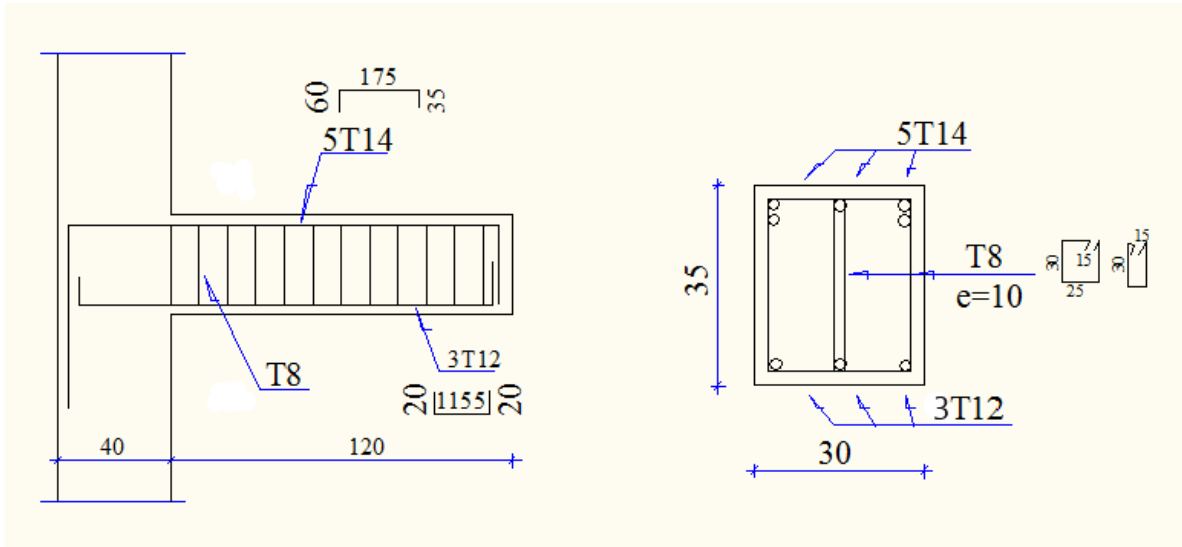
$$A_{tmin} \geq \frac{0,4b \cdot S_t}{f_e}$$

$$A_{tmin} \geq \frac{0,4 \cdot 30 \cdot 15}{400} = 0,45\text{cm}^2$$

Donc on adopte : **1cadre T8.**

| /      | $A_{s.adopté}(cm^2)$ | Choix |
|--------|----------------------|-------|
| Appui  | 7,7                  | 5HA14 |
| Travée | 3,93                 | 3HA12 |

**Tableau 2.8** Ferrailage de la poutre palière



**Figure 2.17** Ferrailage de la poutre palière

## **2.7)-Pré dimensionnement des poteaux :**

### **2.7.1) Les étapes de pré dimensionnement :**

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 tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.
- La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le [BAEL 91].
- Vérification de la section à l'ELS selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + nA_s} < 0,6 f_{c28}$$

Avec :  $N_{ser}$  : effort normal à TELS ( $N_{ser} = N_g + N_q$ )

$B$  : section de béton du poteau (a.b)

$A_s$  : section des armatures

$n$  : coefficient d'équivalence ( $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ )

$\sigma_{ser}$  = contrainte de compression à L'ELS.

En remplaçant les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq \sigma = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{ser} = 15 \text{ MPa}$$

### **2.7.2) Calcul de la surface reprise par chaque poteau :**

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le [RPA99]  
Ils sont dimensionnés par :

a) Poteau rectangulaire (30x40)cm :

-la condition de non flambement  $X = \frac{l_f}{b} < 14.4$  (1)

-les conditions de [RPA] :

- $\min(b, h) \geq 25$  cm.
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$
- $\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$

Avec (a , b) : dimension de la section Condition de non flambement :

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

$$L_f = 0,7L_0$$

$L_0$  : hauteur de poteau

b : la plus petite dimension de la poutre.

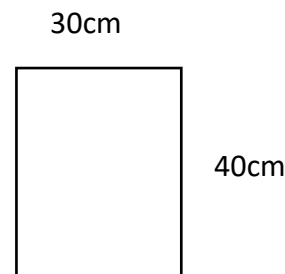
$$L_0 = 408 - 45 = 363 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7L_0 \Rightarrow L_f = 0,7 \times 363 = 254,1 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{b} = \frac{254,1}{30} = 8,47 \dots\dots\dots(2)$$

En (1) et (2) :  $8,47 < 14,4 \Rightarrow$  vérifié

Sections des poteaux : **(30x40)cm<sup>2</sup>**



b) Poteau circulaire (Ø30)cm :

-la condition de non flambement  $\lambda = \frac{l_f}{i} < 14.4$  (1)

-les conditions de [RPA] :

- $D \geq 30$  cm ..... vérifié
- $D \geq \frac{h_e}{15} = \frac{408}{15} = 27.2$  cm ..... vérifié

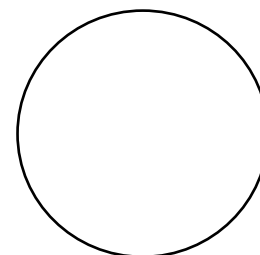
Avec (D) : dimension de la section

Condition de non flambement :

$$\lambda = \frac{L_f}{D} \Rightarrow L_f = 0,7L_0$$

$$L_0 = 408 - 45 = 363 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7L_0 \Rightarrow L_f = 0,7 \times 363 = 254,1 \text{ cm}$$



$$\lambda = \frac{L_f}{D} = \frac{254.1}{30} = 8,47 \quad \dots\dots\dots(2)$$

En (1) et (2) :  $8,47 < 14,4 \Rightarrow$  vérifié

Sections des poteaux : (  $\varnothing 30$  )  $\text{cm}^2$

### 2.7.3)-Décente des charges :

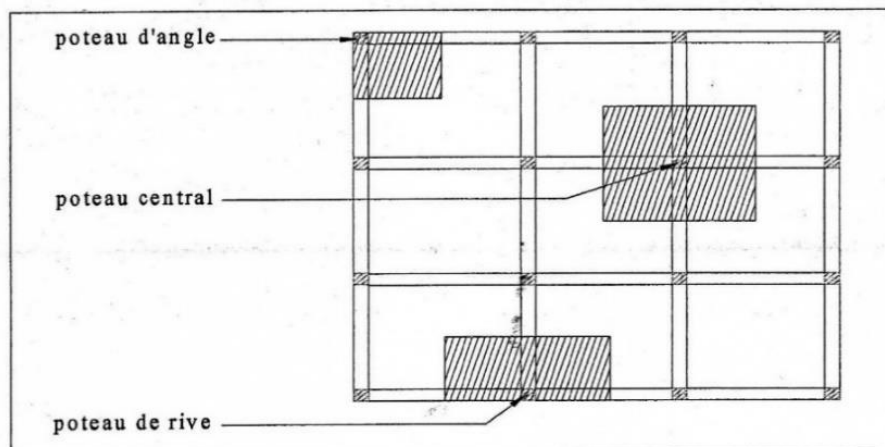
#### a) Introduction :

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

#### b) Calcul de l'effort normal sous poteau :

Les étapes de calcul sont :

- Le choix du poteau le plus sollicité.
- Le calcul de la surface reprise par ce poteau.
- La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et on fait vérification à [RPA 2003].

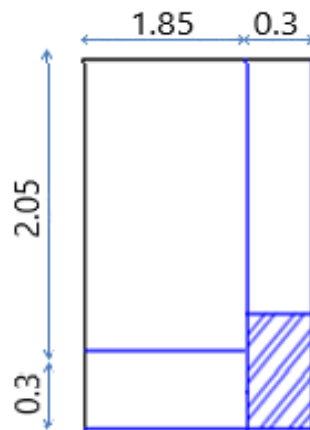


- Poteau d'angle :

Soit S la surface reprise par le poteau:

$$S = 1,85 \times 2,05 = 3,8 \text{ m}^2$$





| Etages                 | Élément  | G (KN)        | Q(KN)       |
|------------------------|--|---------------|-------------|
| 5                      | -Poids plancher terrasse : 6,33x3,8                  | 24,05         |             |
|                        | -poids des poutres porteuses : 0,30x0,40x25x2,05     | 6,15          |             |
|                        | -Poids des poutres non porteuses : 0,30x0,35x25x1,85 | 4,86          |             |
|                        | -poids de poteau : (3,06x0,3x0,4)x25                 | 9,18          |             |
|                        | -Mur intérieur : (2,66x2,05x0,18)x25                 | 24,54         |             |
|                        | -surcharge : 1 x 3,8                                 | /             | 3,8         |
|                        | Σ  | <b>68,78</b>  | <b>3,8</b>  |
| 4                      | -Poids venant de (5) :                               | 68,78         |             |
|                        | -poids étage :4,95x3,8                               | 18,81         |             |
|                        | -poids des poutres porteuses                         | 6,15          |             |
|                        | -Poids des poutres non porteuses                     | 4,86          |             |
|                        | -poids de poteau                                     | 9,18          |             |
|                        | -Mur intérieur                                       | 24,54         |             |
| -surcharge : 1,5 x 3,8 | /  | 5,7           |             |
|                        | Σ  | <b>132,32</b> | <b>9,5</b>  |
| 3                      | -Poids venant de (4) :                               | 132,32        |             |
|                        | -poids étage   | 18,81         |             |
|                        | -poids des poutres porteuses                         | 6,15          |             |
|                        | -Poids des poutres non porteuses                     | 4,86          |             |
|                        | -poids de poteau                                     | 9,18          |             |
|                        | -Mur intérieur                                       | 24,54         |             |
| -surcharge             | /  | 5,7           |             |
|                        | Σ  | <b>195,86</b> | <b>15,2</b> |
| 2                      | -Poids venant de (3) :                               | 195,86        |             |
|                        | -poids étage   | 18,81         |             |
|                        | -poids des poutres porteuses                         | 6,15          |             |
|                        | -Poids des poutres non porteuses                     | 4,86          |             |
|                        | -poids de poteau                                     | 9,18          |             |
|                        | -Mur intérieur                                       | 24,54         |             |
| -surcharge             | /  | 5,7           |             |
|                        | Σ  | <b>259,4</b>  | <b>20,9</b> |

|          |                                  |               |             |
|----------|----------------------------------|---------------|-------------|
| 1        | -Poids venant de (2) :           | 259,4         |             |
|          | -poids étage                     | 18,81         |             |
|          | -poids des poutres porteuses     | 6,15          |             |
|          | -Poids des poutres non porteuses | 4,86          |             |
|          | -poids de poteau                 | 9,18          |             |
|          | -Mur intérieur                   | 24,54         |             |
|          | -surcharge                       | /             | 5,7         |
|          | $\Sigma$                         | <b>322,94</b> | <b>26,6</b> |
| R.D.C    | -Poids venant de (1) :           | 322,94        |             |
|          | -poids étage                     | 18,81         |             |
|          | -poids des poutres porteuses     | 6,15          |             |
|          | -Poids des poutres non porteuses | 4,86          |             |
|          | -poids de poteau                 | 9,18          |             |
|          | -Mur intérieur                   | 24,54         |             |
|          | -surcharge                       | /             | 5,7         |
|          | $\Sigma$                         | <b>386,48</b> | <b>32,3</b> |
| Sous-sol | -Poids venant de RDC :           | 386,48        |             |
|          | -poids étage                     | 18,81         |             |
|          | -poids des poutres porteuses     | 6,15          |             |
|          | -Poids des poutres non porteuses | 4,86          |             |
|          | -poids de poteau                 | 9,18          |             |
|          | -Mur intérieur                   | 24,54         |             |
|          | $\Sigma$                         | <b>450,02</b> | <b>32,3</b> |

$$G_{\text{total}} = 450,02 \text{ KN}$$

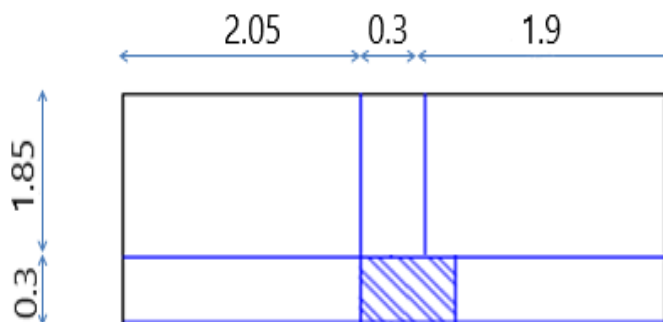
$$Q_{\text{total}} = 32,3 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow \mathbf{N_u = 656 \text{ KN}}$$

- Poteau de rive :

Soit S la surface reprise par le poteau:

$$S = (2,05 \times 1,85) + (1,9 \times 1,85) = 7,3 \text{ m}^2$$



| Etages                 | Elément  | G (KN)        | Q(KN)        |
|------------------------|--|---------------|--------------|
| 5                      | -Poids plancher terrasse : 6,33x7,3                    | 46,2          |              |
|                        | -poids des poutres porteuses : 0,30x0,40x25x(2,05+1,9) | 11,85         |              |
|                        | -Poids des poutres non porteuses : 0,30x0,35x25x1,85   | 4,86          |              |
|                        | -poids de poteau : (3,06x0,3x0,4)x25                   | 9,18          |              |
|                        | -Mur intérieur : (2,66x2,05x0,18x25)+(2,66x1,9x0,3x22) | 57,9          |              |
|                        | -surcharge : 1 x 7,3                                   | /             | 7,3          |
|                        | $\Sigma$   | <b>130</b>    | <b>7,3</b>   |
| 4                      | -Poids venant de (5) :                                 | 130           |              |
|                        | -poids étage :4,95x7,3                                 | 36,14         |              |
|                        | -poids des poutres porteuses                           | 11,85         |              |
|                        | -Poids des poutres non porteuses                       | 4,86          |              |
|                        | -poids de poteau                                       | 9,18          |              |
|                        | -Mur intérieur   | 57,9          |              |
| -surcharge : 1,5 x 7,3 | /  | 10,95         |              |
|                        | $\Sigma$   | <b>249,93</b> | <b>18,25</b> |
| 3                      | -Poids venant de (4) :                                 | 249,93        |              |
|                        | -poids étage   | 36,14         |              |
|                        | -poids des poutres porteuses                           | 11,85         |              |
|                        | -Poids des poutres non porteuses                       | 4,86          |              |
|                        | -poids de poteau                                       | 9,18          |              |
|                        | -Mur intérieur   | 57,9          |              |
| -surcharge             | /  | 10,95         |              |
|                        | $\Sigma$   | <b>369,86</b> | <b>29,2</b>  |
| 2                      | -Poids venant de (3) :                                 | 369,86        |              |
|                        | -poids étage   | 36,14         |              |
|                        | -poids des poutres porteuses                           | 11,85         |              |
|                        | -Poids des poutres non porteuses                       | 4,86          |              |
|                        | -poids de poteau                                       | 9,18          |              |
|                        | -Mur intérieur   | 57,9          |              |
| -surcharge             | /  | 10,95         |              |
|                        | $\Sigma$   | <b>489,8</b>  | <b>40,15</b> |
| 1                      | -Poids venant de (2) :                                 | 489,8         |              |
|                        | -poids étage   | 36,14         |              |
|                        | -poids des poutres porteuses                           | 11,85         |              |
|                        | -Poids des poutres non porteuses                       | 4,86          |              |
|                        | -poids de poteau                                       | 9,18          |              |
|                        | -Mur intérieur   | 57,9          |              |
| -surcharge             | /  | 10,95         |              |
|                        | $\Sigma$   | <b>609,73</b> | <b>51,1</b>  |
| R.D.C                  | -Poids venant de (1) :                                 | 609,73        |              |
|                        | -poids étage   | 36,14         |              |
|                        | -poids des poutres porteuses                           | 11,85         |              |
|                        | -Poids des poutres non porteuses                       | 4,86          |              |
|                        | -poids de poteau : (4,08x0,3x0,4)x25                   | 12,24         |              |
|                        | -Mur intérieur   | 57,9          |              |
| -surcharge             | /  | 10,95         |              |

|                 | $\Sigma$  | <b>732,72</b> | <b>62,05</b> |
|-----------------|---|---------------|--------------|
| <b>Sous-sol</b> | -Poids venant de RDC :  | 732,72        |              |
|                 | -poids étage  | 36,14         |              |
|                 | -poids des poutres porteuses                                      | 11,85         |              |
|                 | -Poids des poutres non porteuses                                  | 4,86          |              |
|                 | -poids de poteau  | 9,18          |              |
|                 | -Mur intérieur : $2,66 \times 0,18 \times 25 \times (2,05 + 1,9)$ | 47,28         |              |
|                 | $\Sigma$  | <b>842,03</b> | <b>62,05</b> |

$$G_{\text{total}} = 842,03 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}} = 62,05 \text{ KN}$$

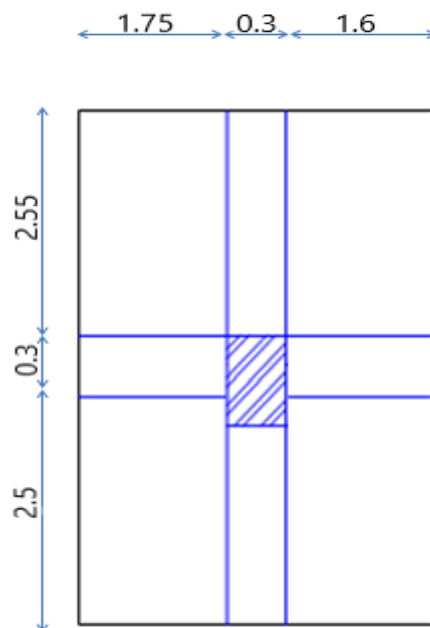
$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\mathbf{N_u = 1229,82 \text{ KN}}$$

- Poteau intermédiaire :

Soit S la surface reprise par le poteau:

$$S = (2,55 \times 1,75) + (2,55 \times 1,6) + (2,5 \times 1,75) + (2,5 \times 1,6) = 16,92 \text{ m}^2$$



| Etages   | <u>Élément</u>  | <b>G (KN)</b> | <b>Q(KN)</b> |
|----------|---|---------------|--------------|
| <b>5</b> | -Poids plancher terrasse : $6,33 \times 16,92$                                      | 107,1         |              |
|          | -poids des poutres porteuses : $0,30 \times 0,45 \times 25 \times (2,55 + 2,5)$     | 17,04         |              |
|          | -Poids des poutres non porteuses : $0,30 \times 0,35 \times 25 \times (1,75 + 1,6)$ | 8,8           |              |
|          | -poids de poteau : $(3,06 \times 0,3 \times 0,4) \times 25$                         | 9,18          |              |
|          | -surcharge : $1 \times 16,92$   | /             | 16,92        |

|                 |                                      |               |               |
|-----------------|--------------------------------------|---------------|---------------|
|                 | $\Sigma$                             | <b>142,12</b> | <b>16,92</b>  |
| <b>4</b>        | -Poids venant de (5) :               | 142,12        |               |
|                 | -poids étage :4,95x16,92             | 83,75         |               |
|                 | -poids des poutres porteuses         | 17,04         |               |
|                 | -Poids des poutres non porteuses     | 8,8           |               |
|                 | -poids de poteau                     | 9,18          |               |
|                 | -surcharge : 1,5x16,92               | /             | 25,38         |
|                 | $\Sigma$                             | <b>261</b>    | <b>42,3</b>   |
| <b>3</b>        | -Poids venant de (4) :               | 261           |               |
|                 | -poids étage                         | 83,75         |               |
|                 | -poids des poutres porteuses         | 17,04         |               |
|                 | -Poids des poutres non porteuses     | 8,8           |               |
|                 | -poids de poteau                     | 9,18          |               |
|                 | -surcharge                           | /             | 25,38         |
|                 | $\Sigma$                             | <b>379,77</b> | <b>68,13</b>  |
| <b>2</b>        | -Poids venant de (3) :               | 379,77        |               |
|                 | -poids étage                         | 83,75         |               |
|                 | -poids des poutres porteuses         | 17,04         |               |
|                 | -Poids des poutres non porteuses     | 8,8           |               |
|                 | -poids de poteau                     | 9,18          |               |
|                 | -surcharge                           | /             | 25,38         |
|                 | $\Sigma$                             | <b>498,54</b> | <b>93,51</b>  |
| <b>1</b>        | -Poids venant de (2) :               | 498,54        |               |
|                 | -poids étage                         | 83,75         |               |
|                 | -poids des poutres porteuses         | 17,04         |               |
|                 | -Poids des poutres non porteuses     | 8,8           |               |
|                 | -poids de poteau                     | 9,18          |               |
|                 | -surcharge                           | /             | 25,38         |
|                 | $\Sigma$                             | <b>617,31</b> | <b>118,89</b> |
| <b>R.D.C</b>    | -Poids venant de (1) :               | 617,31        |               |
|                 | -poids étage                         | 83,75         |               |
|                 | -poids des poutres porteuses         | 18,94         |               |
|                 | -Poids des poutres non porteuses     | 8,8           |               |
|                 | -poids de poteau : (4,08x0,3x0,4)x25 | 12,24         |               |
|                 | -surcharge                           | /             | 25,38         |
|                 | $\Sigma$                             | <b>741,04</b> | <b>144,27</b> |
| <b>Sous-sol</b> | -Poids venant de RDC :               | 741,04        |               |
|                 | -poids étage                         | 83,75         |               |
|                 | -poids des poutres porteuses         | 17,04         |               |
|                 | -Poids des poutres non porteuses     | 8,8           |               |
|                 | -poids de poteau                     | 9,18          |               |
|                 | $\Sigma$                             | <b>860</b>    | <b>144,27</b> |

$G_{total} = 860 \text{ KN}$

$Q_{total} = 144,27 \text{ KN}$

$N_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow \underline{N_u = 1377,4 \text{ KN}}$

c) Vérification de section pour le poteau :

| Poteau  | G (KN) | Q (KN) | $N_u=1,35G+1,5Q(KN)$ | $N_s= G+Q (KN)$ |
|---------|--------|--------|----------------------|-----------------|
| P 30*40 | 860    | 144,27 | 1377,4               | 1004,27         |

Tableau 2.9 tableau de la section

$$S_p \geq \frac{1,1 \cdot N_u}{\sigma_{bc}} ; \text{ avec : } \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$S_p \geq \frac{1,1 \cdot 1377400}{14,20} = 97000 \text{ mm}^2 = 970 \text{ cm}^2$$

$$S_p = 1200 \text{ cm}^2 > 970 \text{ cm}^2$$

d) Vérification du flambement :

$$B_r = (a - 0.02)(b - 0.02) = 0.1064 \text{ m}^2 = 1064 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1} + 0.2 \left( 25 \times \frac{74}{35} \right)^2 = 0.76$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right)}$$

$$B_r = \frac{1377400 \cdot 0,9 \cdot 1,5}{0,76 \cdot 25 \cdot 100} = 978.68 \text{ cm}^2 < S_{(30 \times 40)} = 1200 \text{ cm}^2$$

Donc la section adoptée (30x40) cm<sup>2</sup> pour les poteau vérifie la condition précédente et se sera valable pour tous les autres poteaux.

**2.8) Etude de l'acrotère et le balcon:****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 le présent chapitre nous considérons l'étude les éléments qui comporte notre bâtiment, nous situons : les escaliers, la dalle flottante et l'acrotère.

## 1) L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

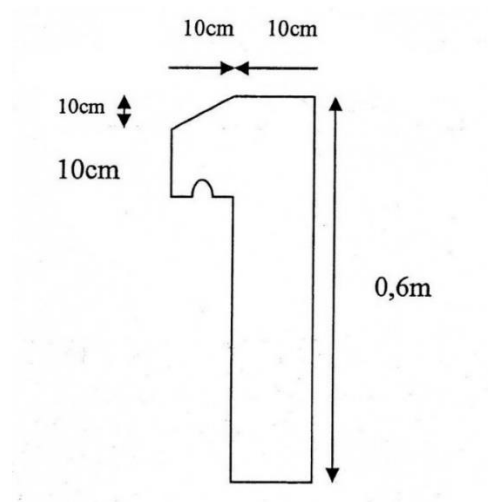


Figure 2.18 Coupe transversale sur l'acrotère

### -Poids propre :

Poids propre de l'acrotère :

$$S_1 = 0.6 \times 0.1 = 0.06 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0.1 \times 0.1 = 0.001 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (0.1 \times 0.1) / 2 = 0.005 \text{ m}^2$$

$$G_1 = (0.6 + 0.001 + 0.005) \times 25 = 1.56 \text{ KN/m}$$

Poids de l'enduit de ciment :

$$G_2 = 0.02 \times 0.2 \times (0.6 + 0.14 + 0.1 + 0.1 + 0.4 + 0.1) = 0.576 \text{ KN/m}$$

$$G_T = [(G_1 + G_2) \times 7 / 100] + (G_1 + G_2) = 2.382 \text{ KN}$$

Surcharge :

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

1.1) Sollicitation et combinaison d'action :Sous l'action des charges d'exploitation :

G : crée un effort normal :  $N_G = 2.382\text{KN}$  , et un moment  $M_G = Gx1=0$

Q : crée un effort normal :  $N_Q = 0\text{KN}$  , et un moment maximum.

$$M_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 (+7\%) = 0.642\text{KN.m}$$

**L'ELU :**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5 N_Q = (1.35 \times 2.382) + (1.5 \times 0) = 3.21\text{KN}$$

$$M_u = 1.35M_G + 1.5 M_Q = (1.35 \times 0) + (1.5 \times 0.642) = 0.963\text{KN.m}$$

**L'ELS :**

$$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q = 2.382 + 0 = 2.382\text{KN}$$

$$M_{\text{ser}} = M_G + M_Q = 0 + 0.642 = 0.642\text{KN.m}$$

1.2) Détermination de l'excentricité :

$$\text{ELU : } e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.963}{3.21} = 0.3\text{m}$$

$$\text{ELS : } e_{0s} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.642}{2.382} = 0.269\text{m}$$

$$e_1 = \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016\text{m} \rightarrow (\text{c'est le centre de gravité de béton})$$

$e_0 > e_1 \rightarrow$  l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée (P.C) . Donc elle va être calculée comme une section soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_A$ ) calculé par rapport aux armatures tendues

1.3) Ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

D'après le [BAEL-91] le moment fictif appliqué au centre de gravité des aciers tendues.

$$M_A = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow \text{tel que } d = h - c, \text{ et } c = 2\text{cm (enrobage)} \rightarrow d = 10 - 2 = 8\text{cm}$$

$$M_A = 0.963 + 3.21 \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.059\text{KN.m}$$

On applique les formules de la flexion simple :



$$\mu = \frac{M_A}{b.d.d.f_{cb}} \text{ D'après [BAEL-91 , PAGE 91] avec } f_{cb} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{1,059.1000}{100.64.14,2} = 0.0116 < \mu_R = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A section simple armature .}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - (2.0,0116)}}{0.8} = 0.014$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha) = 8(1 - 0.4 \times 0.014) = 7.955 \text{cm}$$

$$\text{Acier FeE400, } f_{c28} = 25 \text{MPa, } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_A}{Z_u \cdot \sigma_s} = \frac{1.059.1000}{7,955.348} = 0.382 \text{cm}^2$$

$$A = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.382 - \frac{3,21.10}{348} = 0.29 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.100.8.2,1}{400} = 0.966 \text{cm}^2$$

$$A_s < A_{\min} \rightarrow \text{On adopte } 5T8/\text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$S_t < \min(3h, 33 \text{cm}) \rightarrow [\text{BAEL-91}]$$

$$\rightarrow S_t < \min(30, 33 \text{cm}) \rightarrow S_t \leq 30 \text{cm} \rightarrow \text{On adopte un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition :**

$$A = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0.98 \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte } 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

avec un espacement de :

$$S_t < \min(4h, 45 \text{cm}) \rightarrow [\text{BAEL-91}]$$

$$\rightarrow S_t < \min(40, 45 \text{cm}) \rightarrow S_t \leq 40 \text{cm} \rightarrow \text{On adopte un espacement } S_t = 20 \text{cm}$$

- **Vérification de l'axe neutre :**

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

$Y_c$  : la position de 'axe neutre au centre de pression(C) comptée positivement .

C : distance de centre sous pression C = d-e<sub>0</sub>

$N_s > 0$  et  $e_0 > d$  [ car (C) à l'intérieur de la section ]

On a :

$$C = d - e_0 \text{ et } e_0 = \left( d - \frac{h_s}{2} \right) + \frac{M_s}{N_s} = \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) + \frac{0.642}{2.382} = 0.299\text{m}$$

$$\text{Donc : } C = 0.08 - 0.299 = -0.219\text{m} < 0$$

### **b)-Détermination des contraintes :**

$$P = -3c^2 + \frac{90A_s(d-c)}{b} = (-3)(-21.9)^2 + \frac{90 \cdot 3,93(8-21.9)}{100} = -1333.07$$

$$q = -2c^3 + \frac{90A_s(d-c)^2}{b} = (-2)(-21.9)^3 + \frac{90 \cdot 3,93(8-21.9)^2}{100} = 17844.8$$

$$y^3 + py + q = 0 \rightarrow y^3 - 1333.07y + 17844.08 = 0$$

Donc la solution de l'équation de 3ème degré est la suivante :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (17844.2)^2 + \frac{4(-1333.07)^3}{27} = -32542482,4 < 0$$

Alors :

$$\cos \alpha = \sqrt{\frac{-3}{p}} \times \frac{3q}{2p} = \sqrt{\frac{-3}{-1333.07}} \times \frac{3(17844.8)}{2(-1333.07)} = -0.952 \rightarrow \alpha = 162.175$$

$$\sigma = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{-(-1333.07)}{3}} = 42,15$$

$$Y_1 = \delta \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) = 42.15 \cos\left(\frac{162.17}{3}\right) = 24,74\text{cm}$$

$$Y_2 = \delta \cos\left(120 + \frac{\alpha}{3}\right) = 42.15 \cos\left(120 + \frac{162.17}{3}\right) = -42,02\text{cm}$$

$$Y_3 = \delta \cos\left(240 + \frac{\alpha}{3}\right) = 42.15 \cos\left(240 + \frac{162.17}{3}\right) = 18,25\text{cm}$$

On choisit la valeur  $Y_1 = 24,74\text{cm}$ , qui est une valeur positive satisfaisant la relation :

$$0 < y + c < b, \quad y_0 = y - c = (24,74 - 21.9) = 2,84\text{cm}$$

### **c)-Vérification de la contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = k y_0 < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$I = \frac{b \cdot y_0^3}{3} + 15[A_s(d - y_0)^2 + A_s'(y_0 + d')^2], \quad A_s' = 0 \rightarrow I = \frac{b y_0^3}{3} + 15 A_s (d - y_0)^2$$

$$I = \frac{100(2,84)^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (8 - 2,84)^2 = 2333,12\text{cm}^4$$

$$K = \frac{N_s \cdot y_0}{I} = \frac{2,382 \cdot 2,84}{2333,12} = 0.0028\text{KN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y_0 = 0,0028 \times 2,84 = 0,007\text{MPa}$$

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

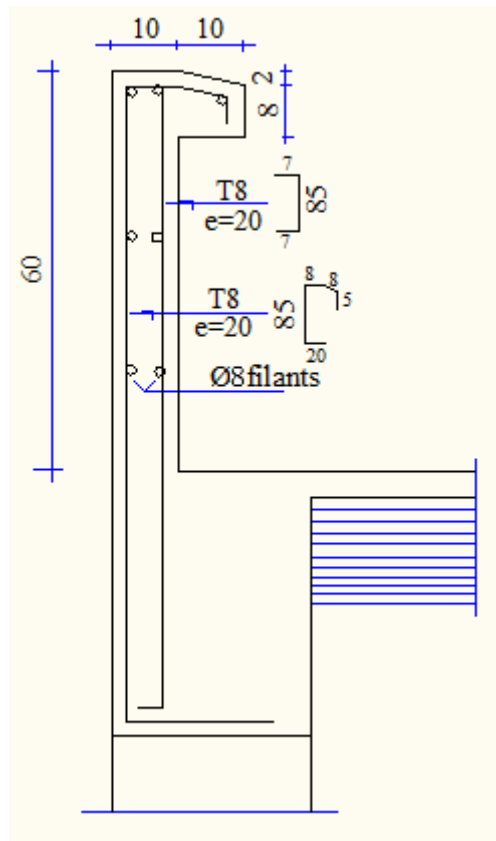
$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \tau_u \rightarrow [\text{BAEL-91 page 61}]$$

$$V_u = 1,35V_G + 1,5V_Q = 1,35(0) + 1,5(1) = 1,5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 1000}{100 \cdot 8 \cdot 100} = 0,01\text{MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \tau_u = \min(0,13f_{c28}; 4\text{MPa}) = \min(3,25; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$$0,01 < 3,25\text{MPa} \dots(\text{OK})$$

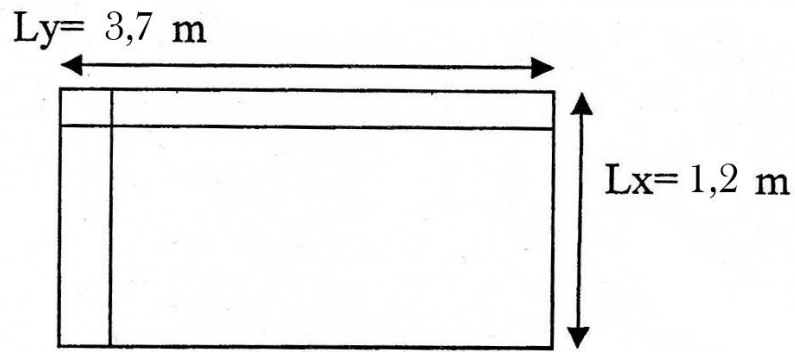


**Figure 2.19** Ferrailage de l'acrotère

## **2) Les balcons :**

Ce balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.

Le balcon travaille comme une dalle portant dans un seul sens et deux sens au niveau de la poutre de rive. L'épaisseur de la dalle pleine sera :



$$e \geq L_x/20 + 7\text{cm} = 120/20 + 7 = 13 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte : } \underline{e = 15 \text{ cm}}$$

### 2.1)-Balcon en étage courant :

- Evaluation des charges :

$$G = 5,25 \text{ KN/m}^2$$

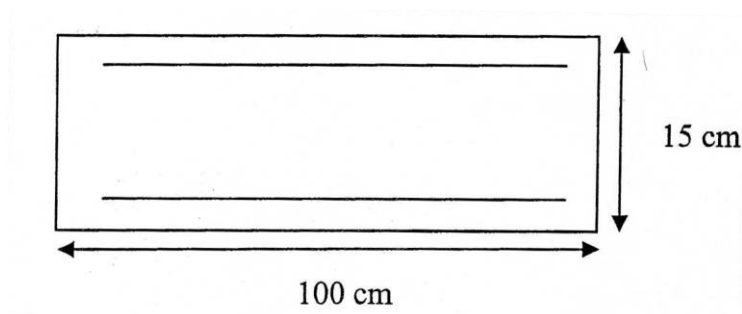
$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

- Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow 1,35 \times 5,25 + 1,5 \times 3,5 = 12,34 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 5,25 + 3,5 = 8,75 \text{ KN/m}$$

- Section de calcul :



$$L_x \leq L_y/2 \rightarrow 1,2 \leq 3,7/2 = 1,85 \text{ m}$$

### **A- ELU :**

$$M_{ux} = q_u (l_y \times l_x^2)/2 - q_u l_x^3/3 = 21,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = q_u l_x^3/6 = 3,55 \text{ KN.m}$$

**B- ELS :**

$$M_{\text{serx}} = q_s (l_y \times l_x^2)/2 - q_s 2 l_x^3/3 = 15,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sery}} = q_s l_x^3/6 = 2,52 \text{ KN.m}$$

• **Calcul du ferrailage :**

Sens – x :

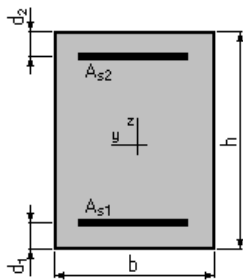
**1. Hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 400.0$  (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 15.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 1.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 1.5 \text{ (cm)}$$

**3. Moments appliqués:**

|                                    | $M_{\text{max}}$ (kN*m) | $M_{\text{min}}$ (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 21.32                   | 0.00                    |
| Etat Limite de Service             | 0.00                    | 0.00                    |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0.00                    | 0.00                    |

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

|                   |   |                   |                                      |
|-------------------|---|-------------------|--------------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 4.7 \text{ (cm}^2\text{)}$            | Section théorique | $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum   | $A_{s \text{ min}} = 1.6 \text{ (cm}^2\text{)}$ |                   |                                      |
| théorique         | $\rho = 0.35 \text{ (\%)}$                      |                   |                                      |
| minimum           | $\rho_{\text{min}} = 0.12 \text{ (\%)}$         |                   |                                      |

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU  $M_{\text{max}} = 21.32$  (kN\*m)  $M_{\text{min}} = 0.00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 1.5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 12.9$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1.21$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 347.8$  (MPa)

⇒ **Le choix : 5T12 = 5,65 cm<sup>2</sup>**

Sens - y :

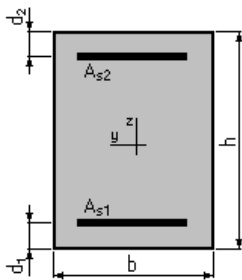
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 400.0$  (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100.0$  (cm)

$h = 15.0$  (cm)

$d_1 = 1.5$  (cm)

$d_2 = 1.5$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|------------------|------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 3.55             | 0.00             |
| Etat Limite de Service             | 0.00             | 0.00             |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0.00             | 0.00             |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 1.6$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s_{min}} = 1.6$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.12$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0.12$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU  $M_{max} = 3.55$  (kN\*m)**

**$M_{min} = 0.00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2.11

Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 0.5$

(cm)

Bras de levier:  $Z = 13.3$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0.38$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 347.8$  (MPa)

⇒ **Le choix : 5T10 = 3,93 cm<sup>2</sup>**

• **Condition non fragilité :**

En travée et en appui :

$$A_s > \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_s > 1,63 \text{ cm}^2$  ..... Ok .

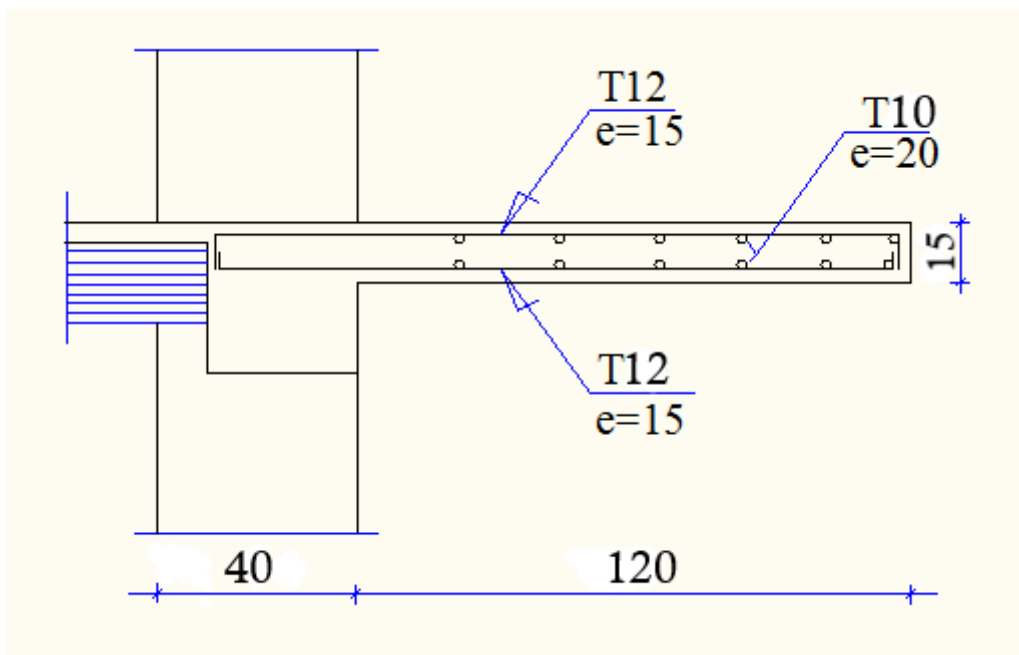
Donc adopte : - En appui :  $A_s = 5T12/m = 5,65 \text{ cm}^2$

- En travée :  $A_s = 5T10/m = 3,93 \text{ cm}^2$

• **Calcul de l'espacement :**

$$St = \min(1,5 d ; 40 \text{ cm}) = \min(20,25 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 20,25 \text{ cm}$$

On adopte :  $St = 20 \text{ cm}$



**Figure 2.20** Ferrailage de balcons courant

## **2.9) Les planchers :**

### **2.9.1) Introduction :**

Les planchers sont des éléments horizontaux qui assurent la séparation des étages entre eux exécuté en bois acier, en béton armé, en corps creux :

Les types des planchers en corps creux se compose de :

- Un ourdis (une dalle) portant sur les poutrelles et éventuellement sur poutres principales.
- Des poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts provenant l'ourdis.
- Des poutres principales recevant les poutrelles et reposant sur des murs en maçonnerie ou les piliers.

### **2.9.2) Rôle de planchers :**

- Protection contre le feu.
- Isolation thermique et phonique.
- Transmission des forces horizontales du vent et de séisme au système de contreventement.

### **2.9.3)-Réalisation des planchers :**

Le plancher terrasse et les planchers étages courant du RDC jusqu'au 4ème étage seront exécutés en corps creux forme de corps creux d'une hauteur  $H=16\text{cm}$  avec une épaisseur de  $6\text{cm}$  pour la dalle de compression et d'une hauteur de hourdis de  $h= 16\text{cm}$ .

Le terrasse et accessible.

### **2.9.4)-Méthode de calcul :**

Après une analyse des liaisons avec la structure, et une modélisation de la poutre (section, portée) , et des actions appliquées peut être amené à calculer :

- Soit en poutre isostatique par la RDM.
- Soit en poutre hyperstatique par la méthode de Caquot et la méthode forfaitaire.

#### **-Méthode forfaitaire :**

Domaine de validité de la méthode forfaitaire :

-Selon [BAEL 91] chapitre [12 ; 13].

-Selon euro code article [2-5 ; 3-4].



Cette méthode est applicable lorsque :

- Les charge d'exploitation sont modérées, c'est-à-dire :  $Q \leq 2G$  ou  $Q \leq 5KN/m^2$  .
- Les moments d'inertie des sections transversales ou leur coffrage sont les même (b, h, b<sub>0</sub>, h<sub>0</sub>, pour les travées) .
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à celle de ses revêtements .
- Les portées successives sont dans rapport compris entre **0,8** et **1.25** .

Dans le cas ou une au moins ces condition n'est pas satisfaite , on applique la méthode de Caquot .

### -Méthode de Caquot :

Cette méthode applique initialement pour les poutrelles non solidaire des poteaux, a été étendue par la suite au calcul des poutre solidaire des poteaux .

Elle est basée sur la théorie générale des poutres continue et poutres à moment d'inertie dans les différentes travées non solidaires des poteaux.

- Moment en appuis :

Appuis de rive :

$$M_a = \frac{P_w(l'_w)^3 + P_e(l'_e)^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

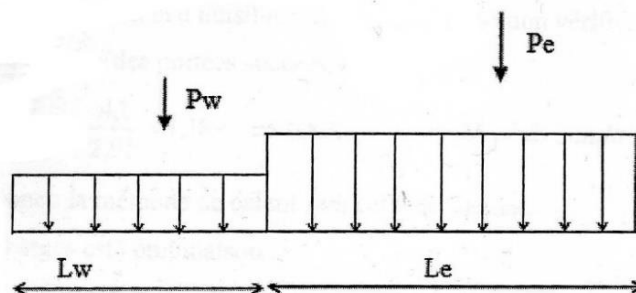
$l'_e$  : pour la travée de droite.

Sont déterminée par :

$L' = L$  pour une travée de rive avec appui simple de rive.

$L' = 0,8L$  pour une travée intermédiaire.

$P_w$  et  $P_e$  :les charges uniformément réparties à gauche et droite de l'appui.



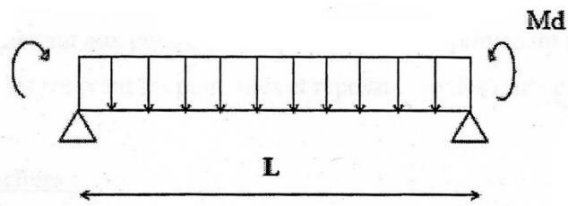
$$M_{t(x)} = \frac{ql}{2}(l-x) + \left(\frac{Me-Mw}{l}\right)x + M_w$$

$$M_{t(x)} = \frac{ql}{2} - \frac{qx^2}{2} = \frac{qx}{2}(l-x)$$

Le moment est maximum lorsque :

$$\frac{dM_t(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x \frac{l}{2} + \frac{Me-Mw}{ql}$$

$$T_{(x)} = \frac{d(M_t(x))}{dx} = \frac{ql}{2} - qx + \frac{Me-Mw}{l}$$



### 2.9.5) Plancher terrasse :

#### Choix de la méthode de calcul :

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

$$\begin{cases} G = 6.33 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \max(2G, 5) \text{ condition vérifiée}$$

-Les poutres sont à inertie invariables le long des différentes travées (même  $b$ ,  $h$ ,  $b_0$ ,  $h_0$ ) pour les travées . => condition vérifiée

-La fissuration peu nuisible . => condition vérifiée .

-Le rapport des portées successives :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4}{5} = 0,8 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Donc la méthode de calcul sera celle de Caquot.

#### Charges et combinaison :

$$G = 6,33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

L'ELU :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = (1,35 \times 6,33) + (1,5 \times 1) = 10,05 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 0,65 \times 10,05 = 6,53 \text{ KN/m}$$

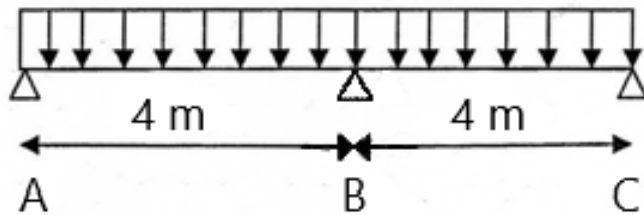
L'ELS :

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 6,33 + 1 = 7,33 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 0,65 \times 7,33 = 4,11 \text{ KN/m}$$

$b = 0,65\text{m}$  étant de largeur de la table de compression efficace.

**Type : plancher terrasse**

- **Calcul à l'ELU :**

$$q_u = 6,53 \text{ KN/m}$$

**1) Calcul du moment :**

- **Moment en appuis :**

Appui de rive A et C  $\rightarrow M_a = M_c = 0 \text{ KN.m}$

$$\text{Appui B} \rightarrow M_b = \frac{P_w(l'_w)^3 + P_w e(l'_e)^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

$$M_b = \frac{6,53 (4)^3 + 6,53 (4)^3}{8,5 (4+4)} = 12,3 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

Travée AB :

$$M_{(t)x} = \frac{qx}{2} (L-x) + \left( \frac{M_e + M_w}{l} \right) x + M_w$$

$$X = \frac{l}{2} + \left( \frac{M_e + M_w}{ql} \right) = \frac{4}{2} + \left( \frac{-12.3+0}{6.53(4)} \right) = 1,53 \text{ m}$$

$$M_{(t)x} = \frac{6.53(1.53)}{2} (4 - 1.53) + \left( \frac{-12.3+0}{4} \right) 1.53 + 0 = 7,63 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_{(t)x} = \frac{qx}{2} (L-x) + \left( \frac{M_e + M_w}{l} \right) x + M_w$$

$$X = \frac{l}{2} + \left( \frac{M_e + M_w}{ql} \right) = \frac{4}{2} + \left( \frac{0+12.3}{6.53(4)} \right) = 2,5 \text{ m}$$

$$M_{(t)x} = \frac{6.53(2.5)}{2} (4 - 2.5) + \left( \frac{0+12.3}{4} \right) 2.5 - 12.3 = 7,63 \text{ KN.m}$$

## 2) Les efforts tranchants :

$$T_{(x)} = \frac{ql}{2} - qx + \left( \frac{M_e + M_w}{l} \right)$$

- 1<sup>er</sup> travée :  $0 \leq x \leq 4$

$$T_{(x)} = \frac{6.53(4)}{2} - 6.53x + \frac{-12.3+0}{4} = -6.53x + 10 \rightarrow \begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T = 10 \text{ KN} \\ x = 4 & \Rightarrow T = -16.14 \text{ KN} \end{cases}$$

- 2<sup>em</sup> travée :  $0 \leq x \leq 4$

$$T_{(x)} = \frac{6.53(4)}{2} - 6.53x + \frac{0+12.3}{4} = -6.53x + 16.14 \rightarrow \begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T = 16.14 \text{ KN} \\ x = 4 & \Rightarrow T = -10 \text{ KN} \end{cases}$$

| Appuis    |       | A     | B      | C |
|-----------|-------|-------|--------|---|
| Sur appui | $M_u$ | 0     | 12.3   | 0 |
| Travées   |       | A-B   | B-C    | / |
| En travée | $M_u$ | 7.63  | 7.63   | / |
| ELU       | Td e  | 10    | -16.14 | / |
|           | Tg w  | 16.14 | -10    | / |

- ELU :

Diagramme des moments plancher étages courants :

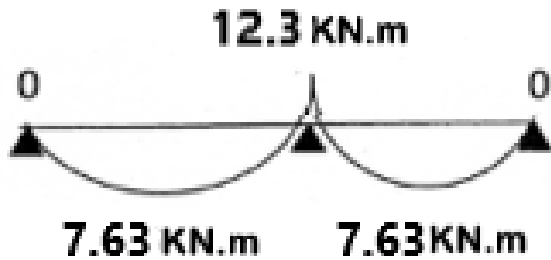
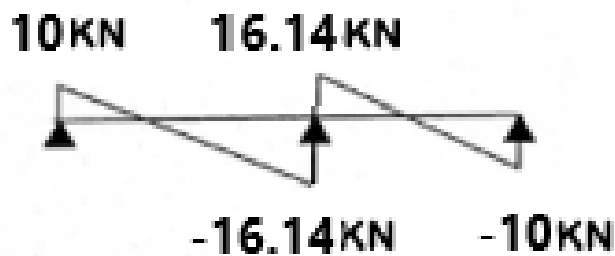


Diagramme des efforts tranchant plancher étages courants :



3)- Calcul de ferrailage des nervures :

- ELU :

- ✓ Moment en travée :  $M_t = 763 \text{ Kg.m}$
- ✓ Moment en appui :  $M_{app} = 1230 \text{ Kg.m}$
- ✓ Effort tranchant maximum :  $V_u = 1614 \text{ Kg}$
- ✓ Pour le béton,  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- ✓ Pour les aciers,  $F_e \text{ E400}$
- ✓ Fissuration non préjudiciable.
- ✓ Section en té :  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $b_1 = 24 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$  ;  $h_t = 20 \text{ cm}$  ;  $h_o = 4 \text{ cm}$
- ✓ Enrobage :  $c = 2 \text{ cm}$

## a) Armatures longitudinales :

• **Ferraillage en travée**

$$M_u = 763 \text{ kg.m}$$

$$M_{btu} = f_{bc} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.06 \text{ MN.m}$$

$$M_u = 0.000763 < M_{btu} = 0.06$$

C'est-à-dire on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table (b).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{763 \times 10}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.026 \quad ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.026 \leftrightarrow A'_u = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.033$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 18(1 - 0.4 \times 0.033) = 17.76 \text{ cm}$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{763 \times 10}{17.76 \times \frac{400}{1.15}} = 1.24 \text{ cm}^2$$

- *Section d'armature minimale*

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_u^t$$

$$\text{Donc : } A_u = \max(A_u, A_{min}) = \max(1.24, 1.41) = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 1T10 + 1T12 = 1.92 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage en appuis :**

$$M_{app} = 1230 \text{ Kg.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1230 \times 10}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.22 \quad ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.22 \leftrightarrow A'_u = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.22}) = 0.315$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 18(1 - 0.4 \times 0.315) = 15.73 \text{ cm}$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1230 \times 10}{15.73 \times \frac{400}{1.15}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

- Section d'armature minimale

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_u^a$$

$$\text{Donc : } A_u^a = \max(A_u^a, A_{min}) = \max(2.25, 1.41) = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2T10 + 1T12 = 2.7 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{1614 \times 10}{120 \times 180} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.75 < \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa} \Rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

→ Les armatures transversales sont des armatures droites ( $\alpha = 90^\circ$ ).

#### b) Armatures transversales :

Diamètre maximal des armatures d'âmes

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lim}\right) = \min(0.57\text{cm}; 1.2\text{cm}; \phi_{lim}) = 0.57\text{cm}$$

$$\text{Soit } \phi_t = 8\text{mm} \quad \rightarrow \text{ on adopte 1 cadre de } \phi 8 \text{ avec } A_t = 0.57\text{cm}^2$$

#### c) Espacement :

- D'après le BAEL91

$$S_{tmax} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = (16.2\text{cm}; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 16.2\text{cm}$$

$$\text{On adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Le premier cadre } a = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ cm} \rightarrow \text{ on adopte } a = 10 \text{ cm de Neau d'appuis .}$$

#### **L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui de rive**

$$\frac{2V_u}{b_0 \times a} \leq \frac{0.80f_{c28}}{\gamma_d} \rightarrow a \geq \frac{2 \times V_u \times \gamma_d}{0.8 b_0 f_{c28}} = \frac{2 \times 0.1614 \times 1.5}{0.8 \times 0.12 \times 25} = 1.96\text{cm}$$

$$1.96 \leq a \leq 0.9d \rightarrow 1.96 \leq a \leq 16.2$$

On doit comparer cette valeur de **(a)** avec la longueur de l'appui qui est la poutre principale

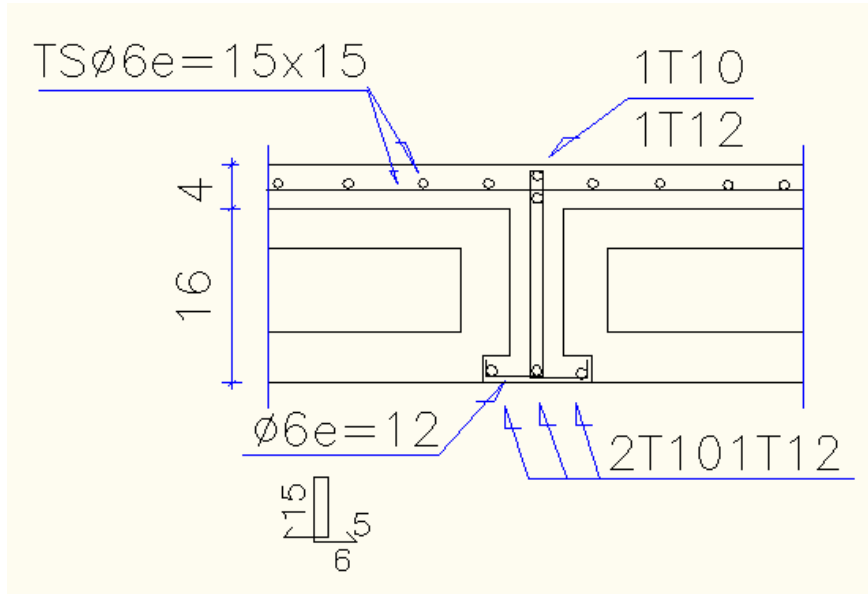
$$l' = 2h = 2 \times 20 = 40\text{cm}$$

$$l = 40\text{cm} \leftrightarrow a < l = 40\text{cm} \rightarrow \text{verifiée}$$

d) Longueur de recouvrement :

Acier en FeE400

$$L_r = 40\phi_1 = 40 \cdot 1.2 = 48\text{cm}$$

**2.9.6) chéma de ferrailage en étage courant :****Figure 2.21** Coupe nervure d'étage Courant



## Chapitre III . Présentation du Logiciel Robot

### 3.1) Présentation du logiciel robot :

Le Logiciel **ROBOT** permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique.

L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers tels que le dimensionnement béton armé, ou charpente métallique. -Saisie graphique 2D et 3D

-Calcul de structure (RDM)

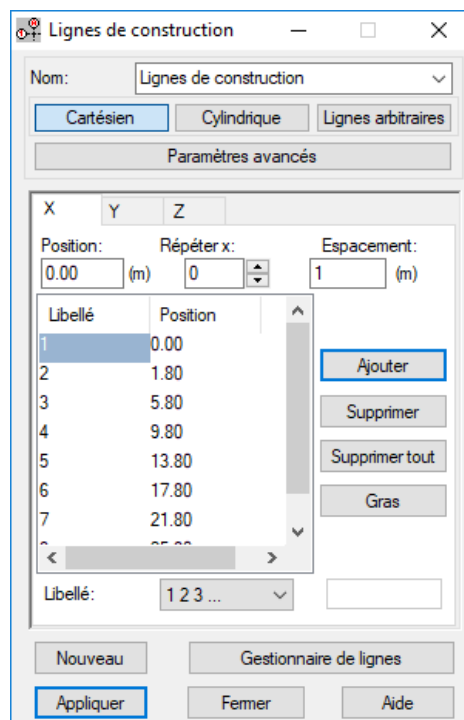
-neige et vent, combinaisons automatique

-dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium.....

### 3.2) étapes de travail :

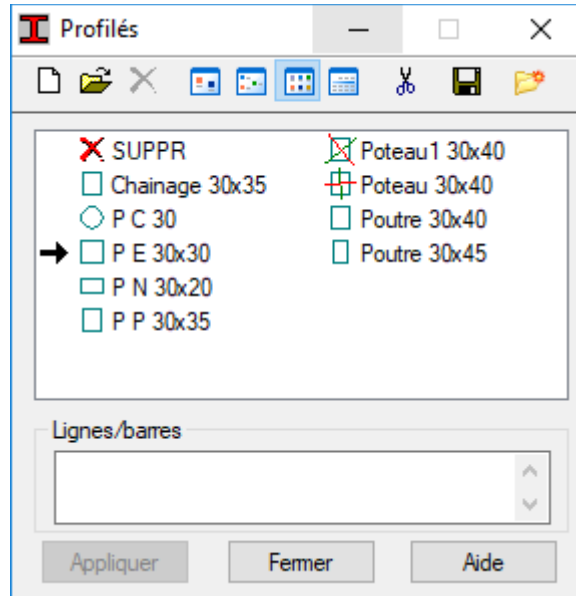
#### **Lignes de construction :**

On Va saisir la valeur de la position de chaque axe dans les trois directions puis on clique sur *insérer* pour introduire

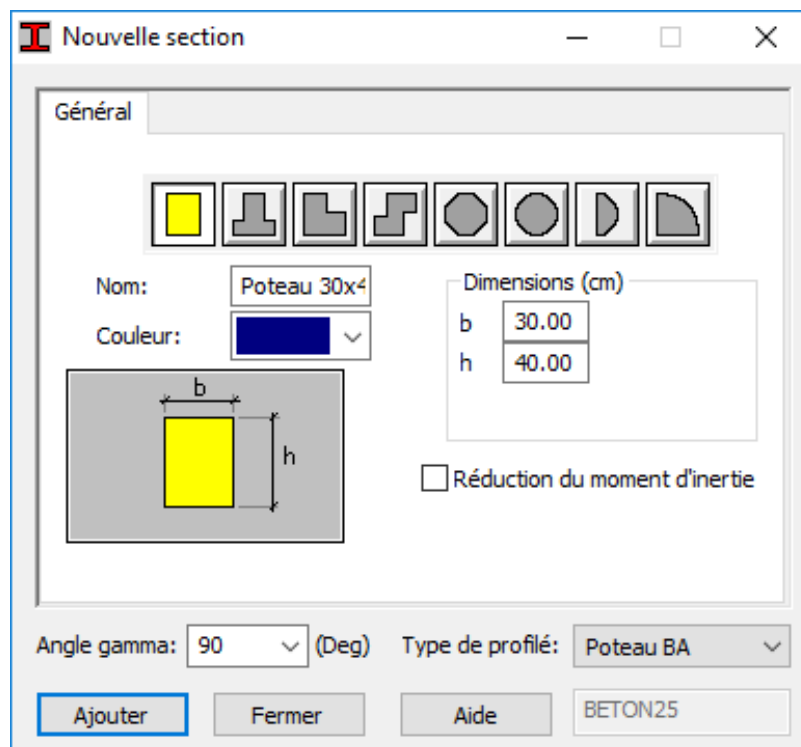


### 3.3) Définition de la section :


On passe maintenant à définir les sections de l'ouvrage dans le menu vertical, on clique sur l'icône profilé

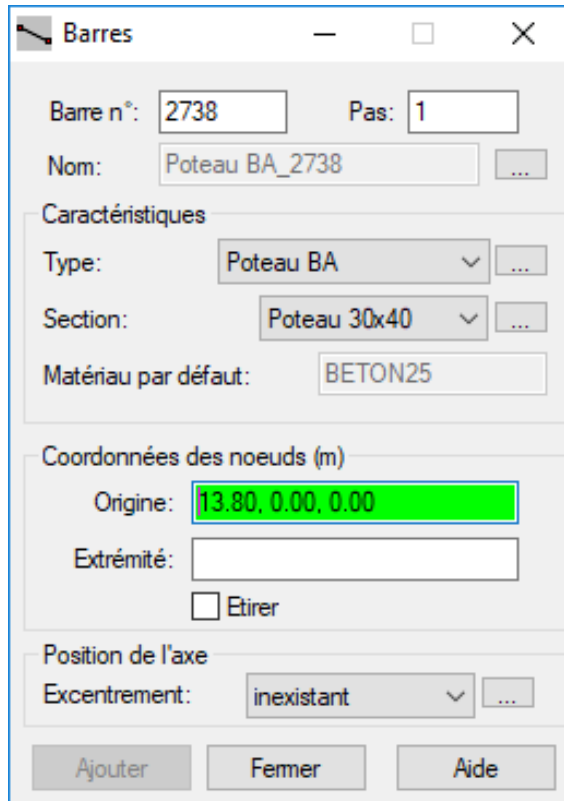


On clique sur le bouton A pour introduire des nouvelles sections, ensuite la boîte de dialogue suivante va apparaître :



Sans oublier de faire un click sur le bouton **Ajouter** pour chaque section.

Après la définition des sections on clique sur l'icône **Barre**  pour saisir graphiquement l'élément élémentaire de notre structure :



On sélectionne le type et le nom de chaque élément de la structure, on clique sur les intersections des axes de l'ouvrage pour dessiner les éléments de notre structure (poutre ; poteau ;....) par le point origine, extrémité mais graphiquement.

Case **étirer** permet de saisir graphiquement le contenu des éléments.

### **3.4) Définir les planchers et les voiles :**

Dans cette étape on va y ajouter les panneaux de notre structure, on clique sur l'icône

panneaux  pour définir le type de ferrailage (plancher B.A)

**Panneau**

Numéro: 2738

Type de contour  
 panneau  trou

Mode de création  
 point interne  
 21.04, 9.04, -4.34 (m)  
 Seulement la sélection actuelle  
 liste d'objets  
 liste d'éléments surfaciques (EF)

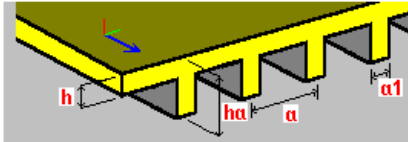
Caractéristiques  
 Ferrillage: Voile BA  
 Matériau: BETON25  
 Epaisseur: D P 15  
 Modèle: coque

Ajouter Fermer Aide

On clique sur le bouton épaisseur pour renommer ce plancher et le dimensionner, à la fin on clique sur le bouton **ajouter** dans notre structure le plancher en corps creux, la figure ci-dessus illustre le dimensionnement de ce plancher :

**Nouvelle épaisseur**

Uniforme Orthotrope



Nom: EP 16+4 Couleur:  

Direction X

raisseurs d'un côté dans une direction

Paramètres géométriques (cm)

h = 4.00 ha = 20.00  
 a = 65.00 a1 = 15.00

Matrices de rigidité orthotrope Afficher

Epaisseurs  
 Ep. 7.69 (cm)  
 Ep 1 20.00 (cm) Ep 2 4.00 (cm)

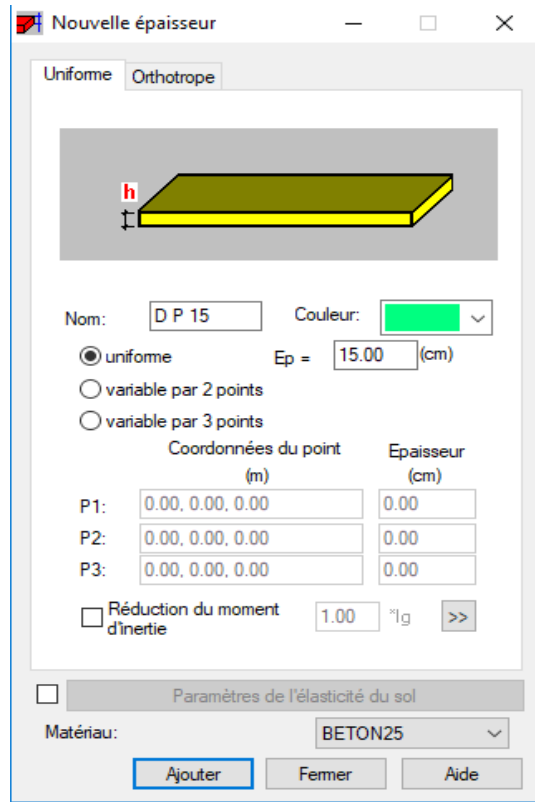
Paramètres de l'élasticité du sol

Matériau: BETON25

Ajouter Fermer Aide

### 3.5) Pour la dalle pleine :

On fait la même chose sauf dans la fenêtre : nouvelle épaisseur on clique sur uniforme :

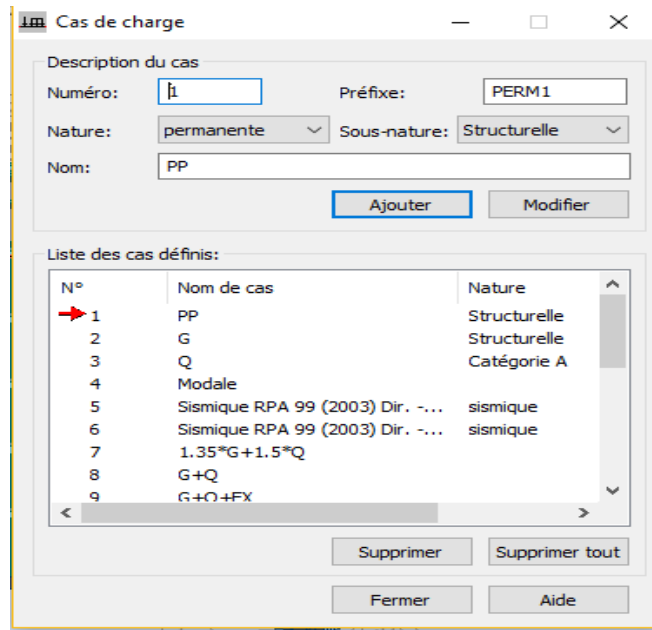


### 3.6) Pour les balcons et les voiles :

La même chose avec les modifications d'épaisseur, en plus pour les voiles on choisit le ferrailage en voile.


### 3.7) Définition de charge :

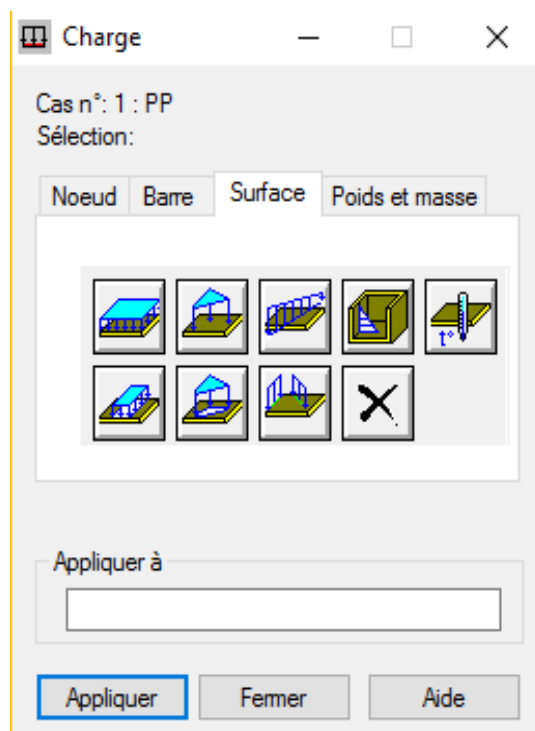
On clique sur l'icône cas de charge pour définir la nature de chaque charge (permanente, d'exploitation ou sismique) on choisit ça dans la liste nature



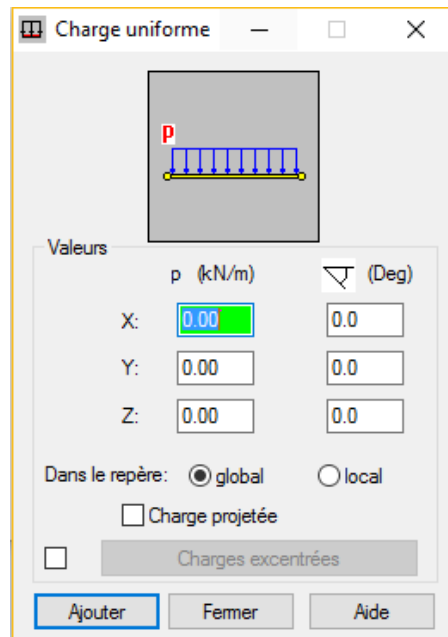
La case nous permet de donner le nom de chaque cas de charge, après avoir sélectionné le nom et nature de charge on clique sur le bouton **nouveau** pour ajouter le cas de charge.

### 3.8) Saisir la valeur de la charge :

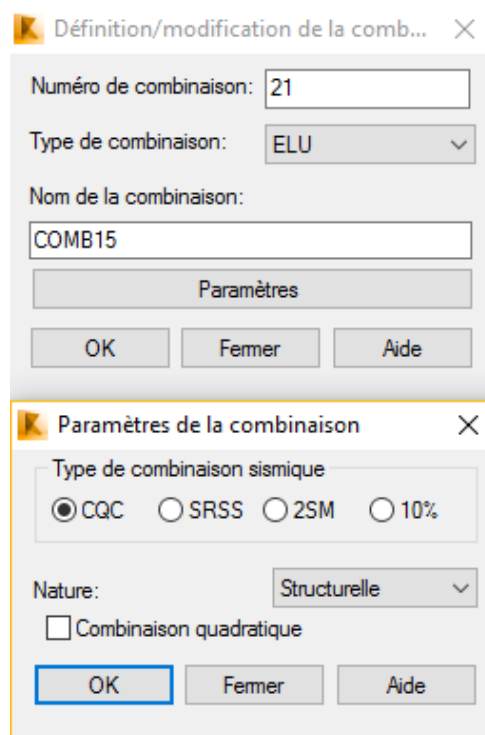
Cette étape permet de saisir la valeur des charges qui sont appliquées sur notre structure, on clique sur l'icône  et la boîte de dialogue suivante va apparaître :



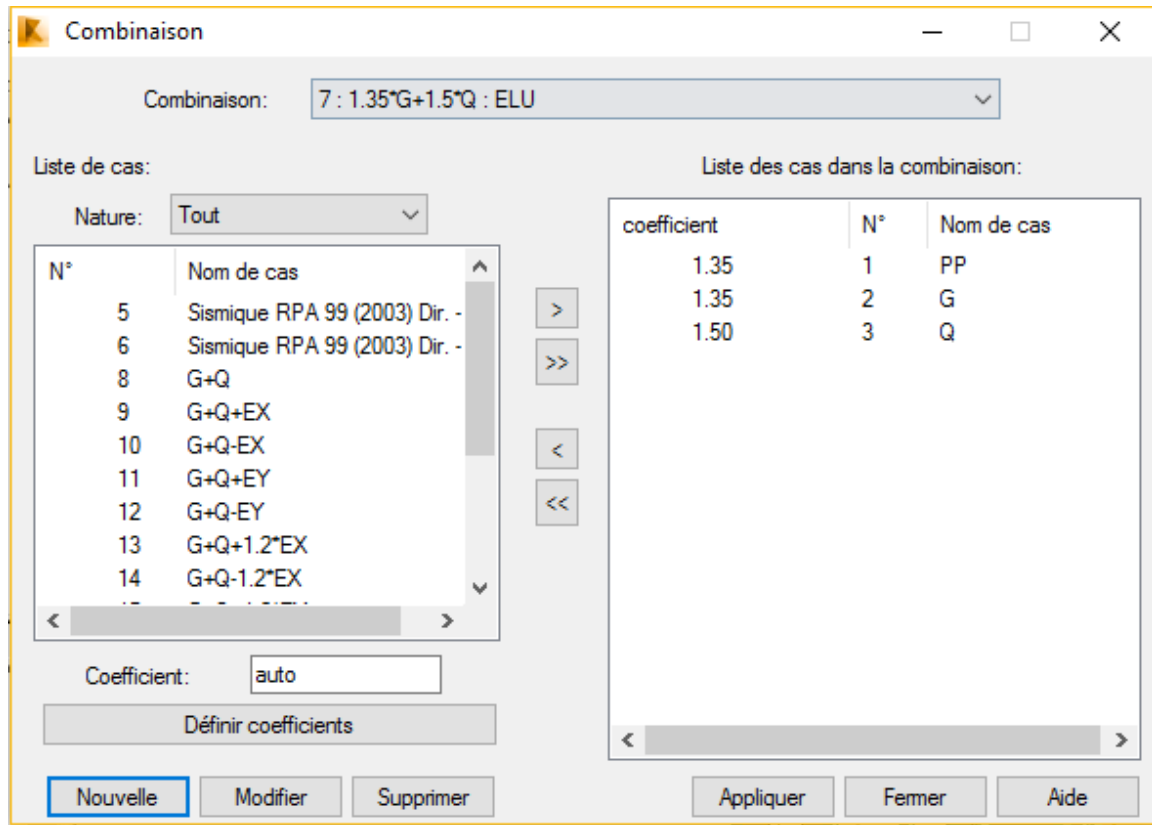
On sélectionne le cas de charge puis on introduit sa valeur selon le type (charge sur barre, charge surfacique .....) une fois la valeur est introduite on clique sur l'élément pour appliquer la charge



A présent on passe aux combinaisons de charges possibles on allant dans le menu **charges/comбинаisons manuelles** une fenêtre (1) apparaîtra pour déclarer le nom de combinaison et le type de cette dernière, puis on clique sur le bouton ok pour afficher la fenêtre (2).



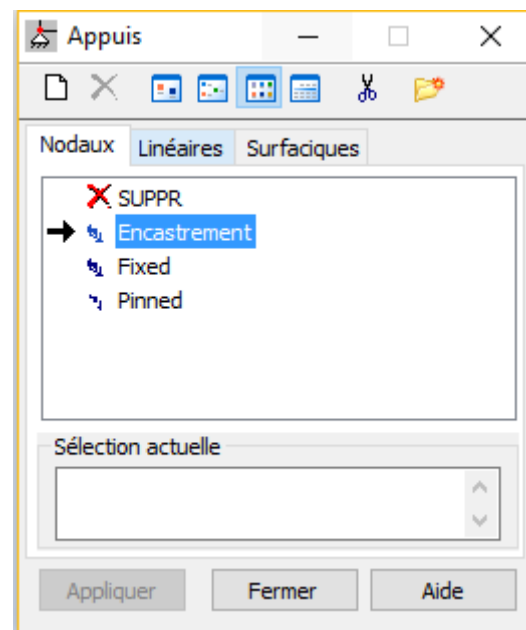
Fenêtre (1)



Fenêtre (2)

### 3.9) Les conditions aux limites :

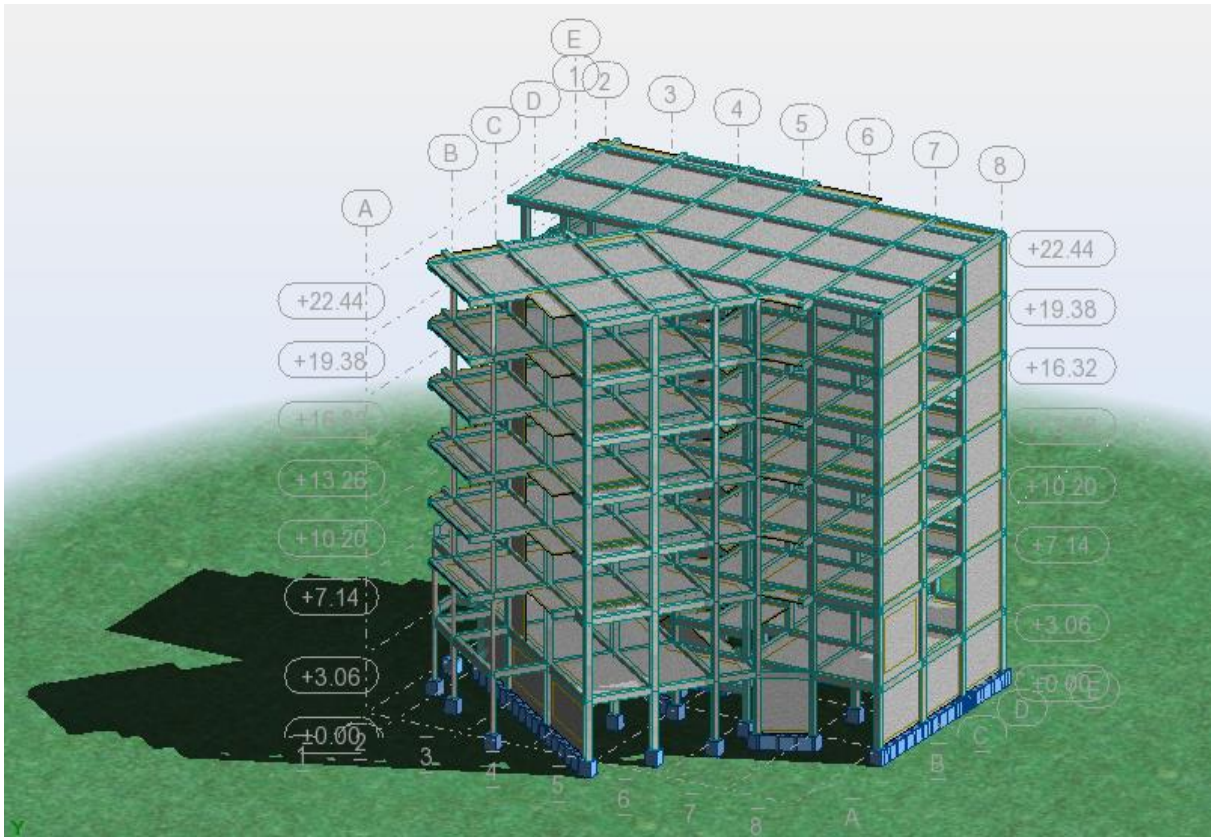
Pour définir les appuis de notre structure on clique sur l'icône dans le menu vertical.



On sélectionne le type d'appuis (noeud, linéaire, surfacique) dans notre cas on choisit :

**Nodaux => encastrement** pour les poteaux, et **Linéaires => encastrement** pour les voiles.



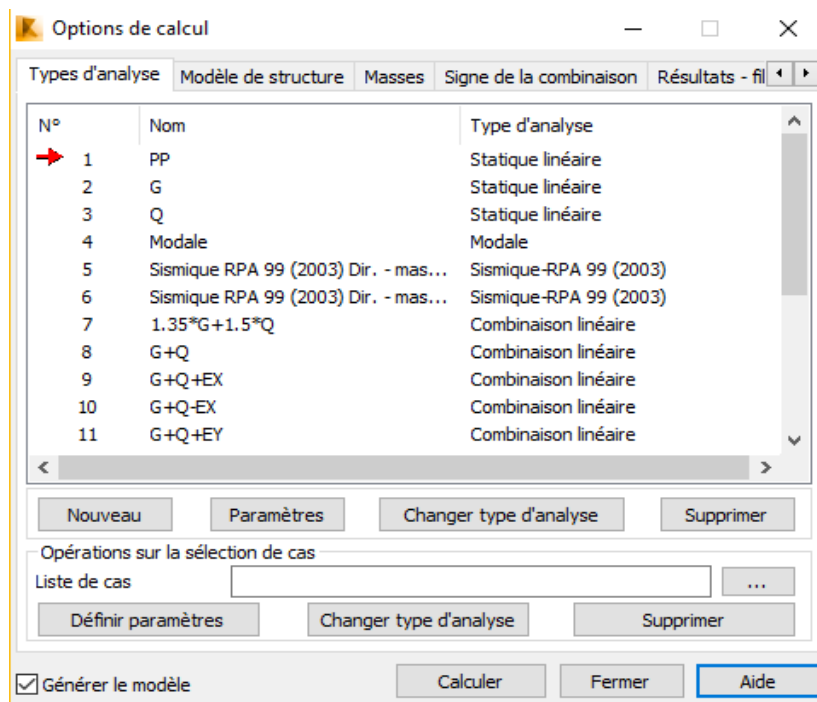


### 3.10) Type d'analyse :

Après la modélisation on définit le type d'analyse qui concerne deux types :

**(L'analyse modale et l'analyse sismique).**

On clique sur le bouton **analyse** dans le menu pour définir le type d'analyse



On clique sur **Nouveau** pour choisir le type d'analyse (modale)

On va saisir le nombre modes de notre structure 5 modes et la matrice des masses (cohérente), et l'amortissement 0,10 et on clique su **OK**

On procède exactement de la même façon pour faire l'analyse sismique, on clique su **nouveau** et on saisit le type d'analyse sismique et on clique sur **OK**

On saisit la zone, l'usage et le site plus le coefficient de comportement et le facteur de qualité

### 3.11) Le lancement du calcul :

Une fois toutes les démarches sont faites, il ne nous reste que le lancement de l'analyse on

cliquant sur le bouton *calculer*  dans le menu

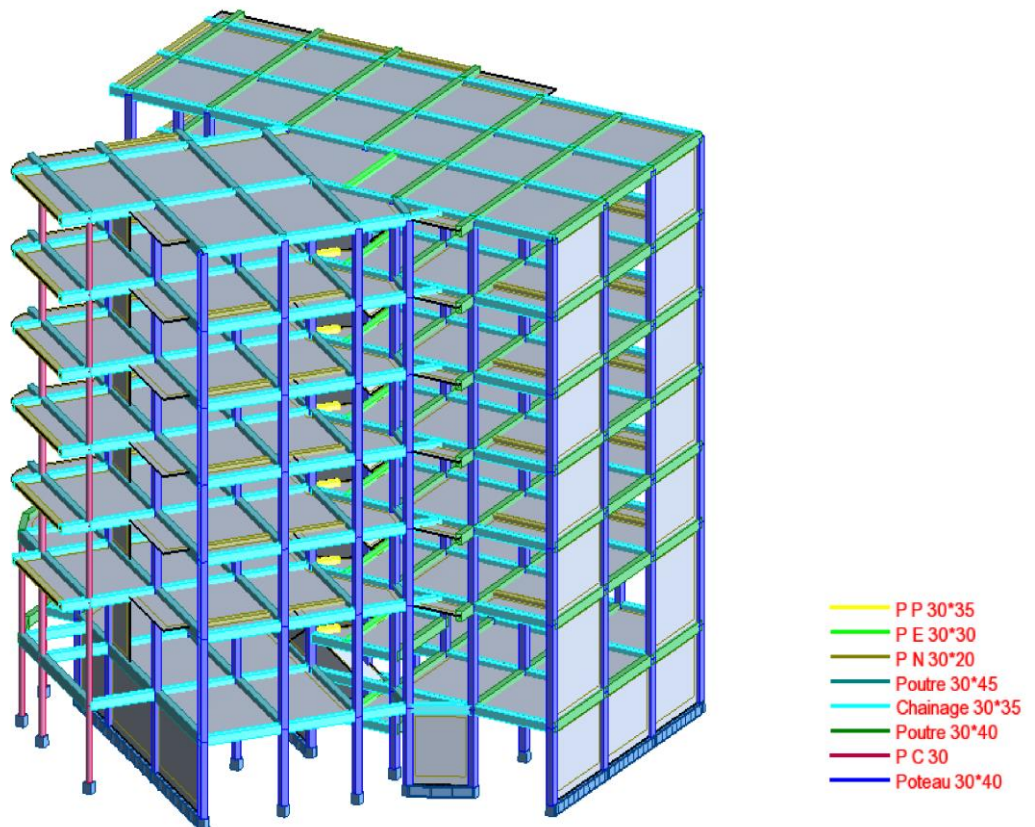
## Chapitre IV. Ferrailage de portique

### 4.1) Introduction :

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.

Connaissant les sollicitations aux quelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon la règle du calcul de béton armé (CBA93) En respectant les prescriptions des règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003).

Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.



## 4.2) Ferrailage les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

- **Les combinaisons de calcul :**

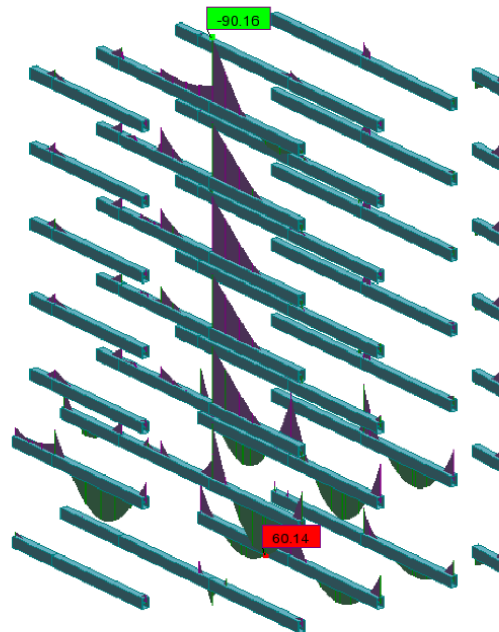
|                     |       |       |         |
|---------------------|-------|-------|---------|
| 1- $1.35 G + 1.5 Q$ | ..... | selon | BAEL91  |
| 2- $G + Q E$        | ..... | selon | RPA2003 |
| 3- $0.8 G E$        | ..... | selon | RPA2003 |

a) **Poutres principales (30x45) cm<sup>2</sup> :**

➤ **travée :**

$$1,35G + 1,5Q.$$

- **E.L.U :**



— Poutre 30\*45  
 — My 50kNm  
 Max=60.14  
 Min=-90.16

Cas: 7 (1.35\*G+1.5\*Q)



$$M_{\max} = 60.14 \text{ kN.m} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 42 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{60.14 \cdot 10^6}{300 \cdot 420^2 \cdot 14.16} = 0.08 ; \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.08 \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}) = 0.1$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_{\sigma_s}} = \frac{60.14 \cdot 10^6}{0.96 \cdot 420 \cdot 348} = \underline{428 \text{ mm}^2} = \underline{4.28 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 42 \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{BAEL}$$

$$A_{\text{RPA}} = 0.5\%bh = 6.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{RPA}$$

**Donc on adopte:**

$$\mathbf{5HA14 = 7.7 \text{ cm}^2}$$

➤ **Sur appuis :**

$$M_{\max} = 90.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{90.16 \cdot 10^6}{300 \cdot 420^2 \cdot 14.16} = 0.12 ; \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.12 \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.12}) = 0.16$$

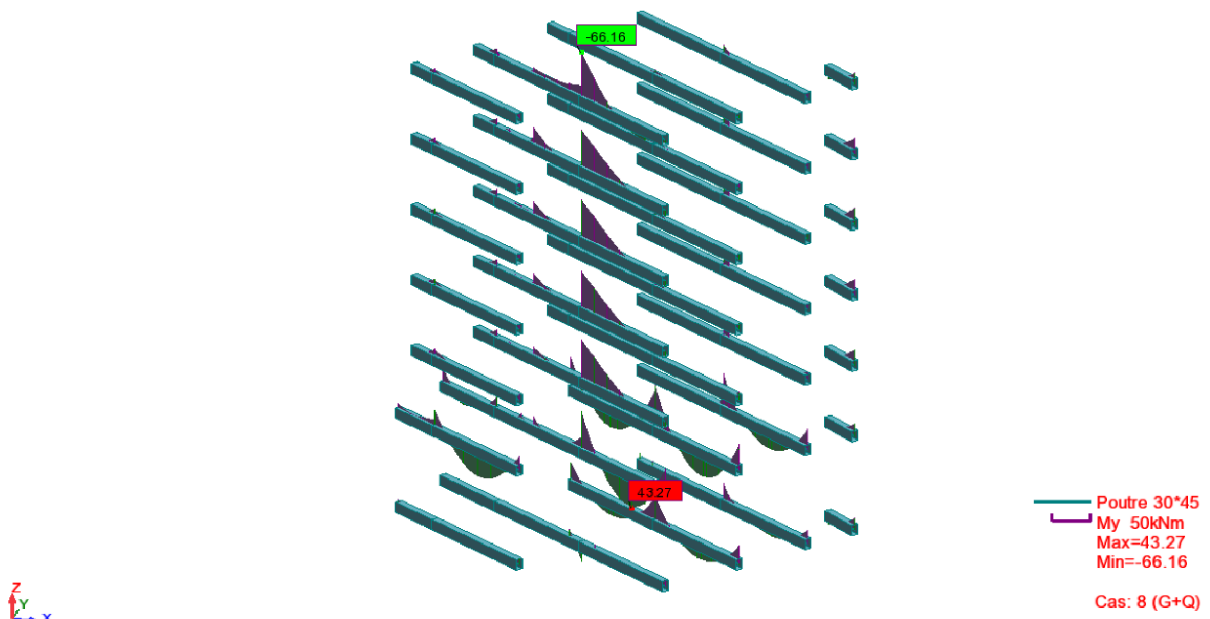
$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.94$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_{\sigma_s}} = \frac{90.16 \cdot 10^6}{0.94 \cdot 420 \cdot 348} = \underline{656 \text{ mm}^2} = \underline{6.56 \text{ cm}^2}$$

**Donc on adopte:**

$$\mathbf{5HA14 = 7.7 \text{ cm}^2}$$

- La vérification à l'état limite service (E.L.S) :



Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

- La position de l'axe neutre :

$$b x^2 / 2 + 15 A_{app} (x - c) - 15 A_{tra} (d - x) = 0$$

$$15 x^2 + 15 (8.29) (x - 3) - 15 (8.29) (42 - x) = 0$$

$$15 x^2 + 248.7 x - 4849.65 = 0$$

$$\rightarrow X = 11.51$$

- Le moment d'inertie :

$$I = b x^3 / 2 + 15 A_{app} (x - c)^2 + 15 A_{tra} (d - x)^2$$

$$\rightarrow I = 147478.88 \text{ cm}^4$$

- Les contraintes sont :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \cdot X}{I} = 33.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

On a :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$  l'armature calculée convient.

**D' après BEAL 91:**

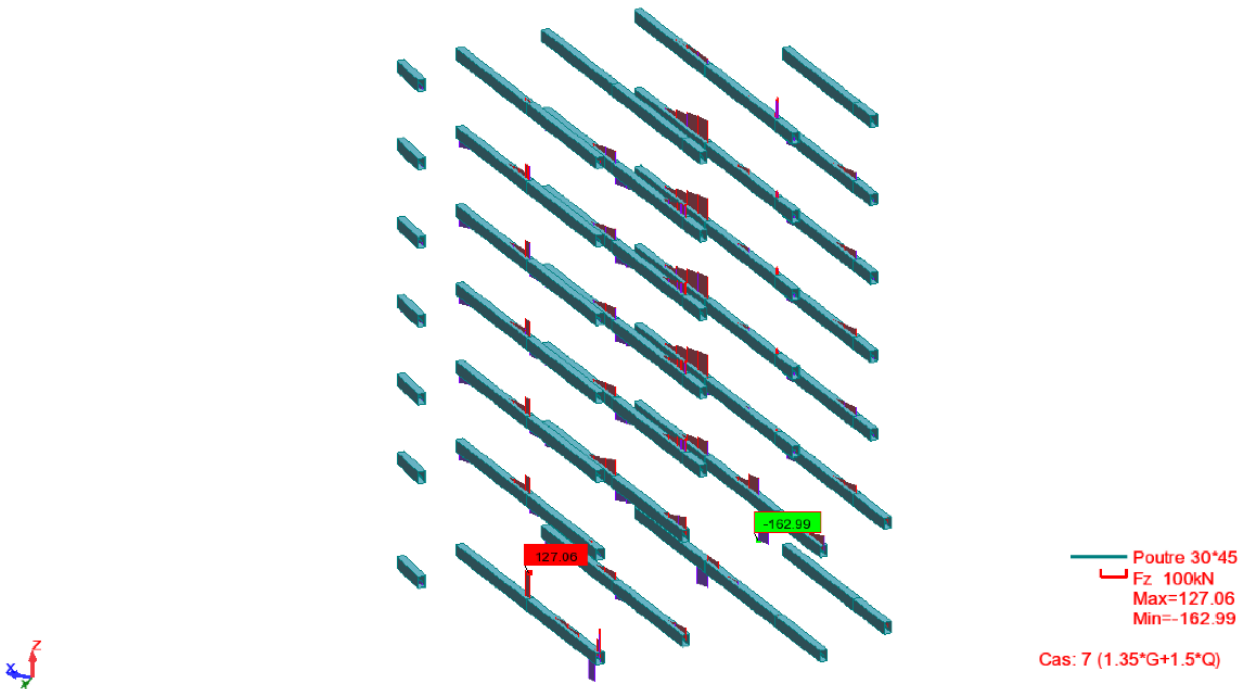
La fissuration est préjudiciable =>

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2Fe}{3}, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} ; \eta = 1,6 \text{ (HA)} \rightarrow \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15Ms(d-X)/I \Rightarrow \sigma_s = 15 \times 43.27 \times 10^4 (42 - 11.51) / 147478.88 = 1341.85 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$$

$$\sigma_s = 1341.85 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2016.3 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

- **Vérification de la Contrainte de Cisaillement :BAEL91**



Fissuration non préjudiciable :  $\tau_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicitée :  $T_{\max} = 127.06 \text{ KN}$

Avec :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 42 \text{ cm}$

$$\tau_u = T_{\max}/b.d = 1.08 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

- **Les Armatures Transversales :**

- **Le diamètre : BAEL91**

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (450 / 35, 16, 300 / 10) = 12.86 \text{ mm}$$

→ Alors soit des cadres:  $\phi_t = 8 \text{ mm} = 1.01 \text{ cm}^2$



➤ Espacement :

\* D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min ( 0,9 d ; 40 \text{ cm} ) = 37.8 \text{ cm}$$

\* D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min ( h / 4 , 12 \phi^{\min} , 30 \text{ cm} ) \quad S_t = 10 \text{ cm dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \quad S_t = 20 \text{ cm dans la Zone courante.}$$

On prend:  $S_t \leq \min ( S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}} )$

- Dans la Zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$
- Dans la Zone courante :  $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec :  $L' = 2h = 90 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale)

• Le schéma de ferrailage :

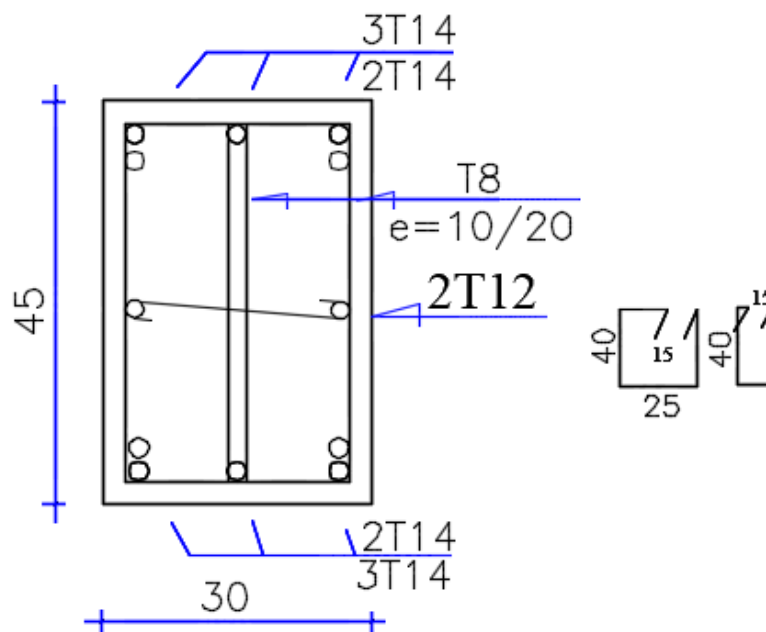


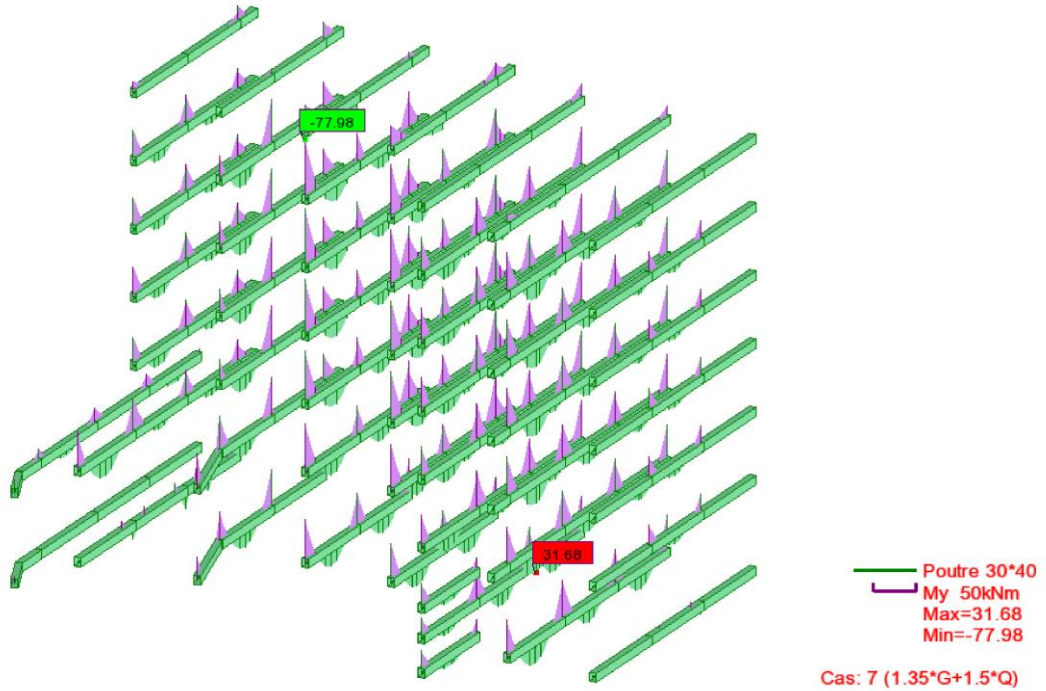
Figure 4.1 Ferrailage de la poutre principale (30x45) cm<sup>2</sup>

b) Poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup> :

➤ travée :

1,35G + 1,5Q.

• E.L.U :



$M_{max} = 31.68 \text{ kN.m}$  ;  $c = 3 \text{ cm}$  ;  $d = 37 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{31.68 * 10^6}{300 * 370^2 * 14.16} = 0.046 ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.046 \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.046}) = 0.058$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_{\sigma_s}} = \frac{31.68 * 10^6}{0.98 * 370 * 348} = \underline{251 \text{ mm}^2} = \underline{2.51 \text{ cm}^2}$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 30 * 37 \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{BAEL}$$

$$A_{RPA} = 0.5\%bh = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{RPA}$$

**Donc on adopte:**

$$\mathbf{3HA14+2HA12 = 6.88 \text{ cm}^2}$$



➤ Sur appuis :

$$M_{\max} = 77.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{77.98 \cdot 10^6}{300 \cdot 370^2 \cdot 14.16} = 0.114 ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.114 \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.114}) = 0.15$$

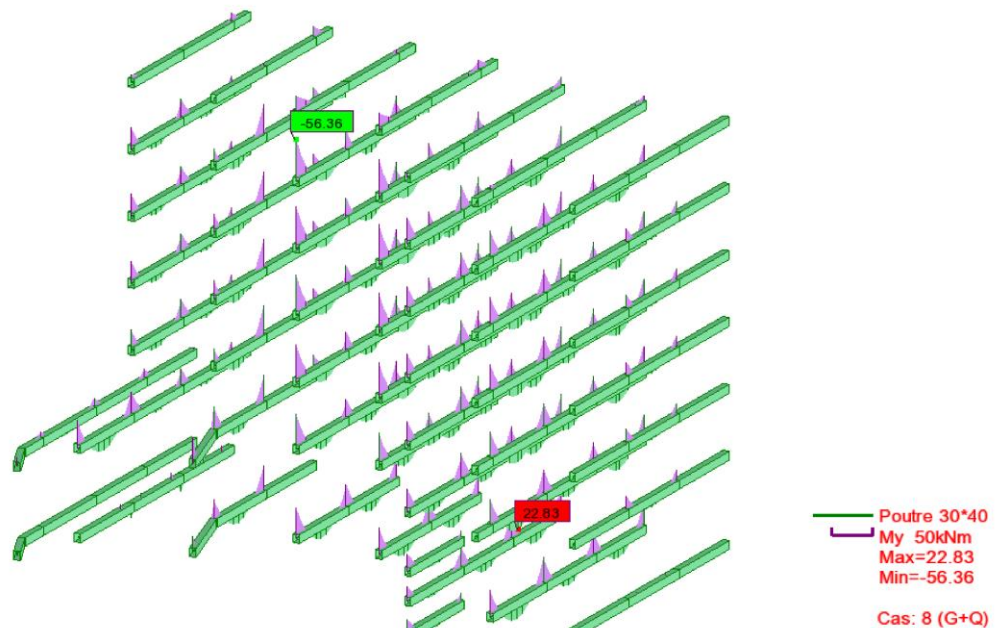
$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.94$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_{\sigma_s}} = \frac{77.98 \cdot 10^6}{0.94 \cdot 370 \cdot 348} = \underline{644 \text{ mm}^2} = \underline{6.44 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte:

$$3\text{HA14}+2\text{HA12} = 6.88 \text{ cm}^2$$

- La vérification à l'état limite service (E.L.S) :



Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

- La position de l'axe neutre :

$$b x^2 / 2 + 15 A_{app} (x - c) - 15 A_{tra} (d - x) = 0$$

$$15 x^2 + 15 (8.01) (x - 3) - 15 (6.88) (37 - x) = 0$$

$$15x^2 + 223.35x - 4178.85 = 0$$

$$\rightarrow X = 10.83$$

- Le moment d'inertie :

$$I = b x^3/2 + 15 A_{app} (x - c)^2 + 15 A_{tra} (d - x)^2$$

$$\rightarrow I = 97098.32 \text{ cm}^4$$

- Les contraintes sont :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \cdot X}{I} = 25.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

On a :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$  l'armature calculée convient.

**D' après BEAL 91 :**

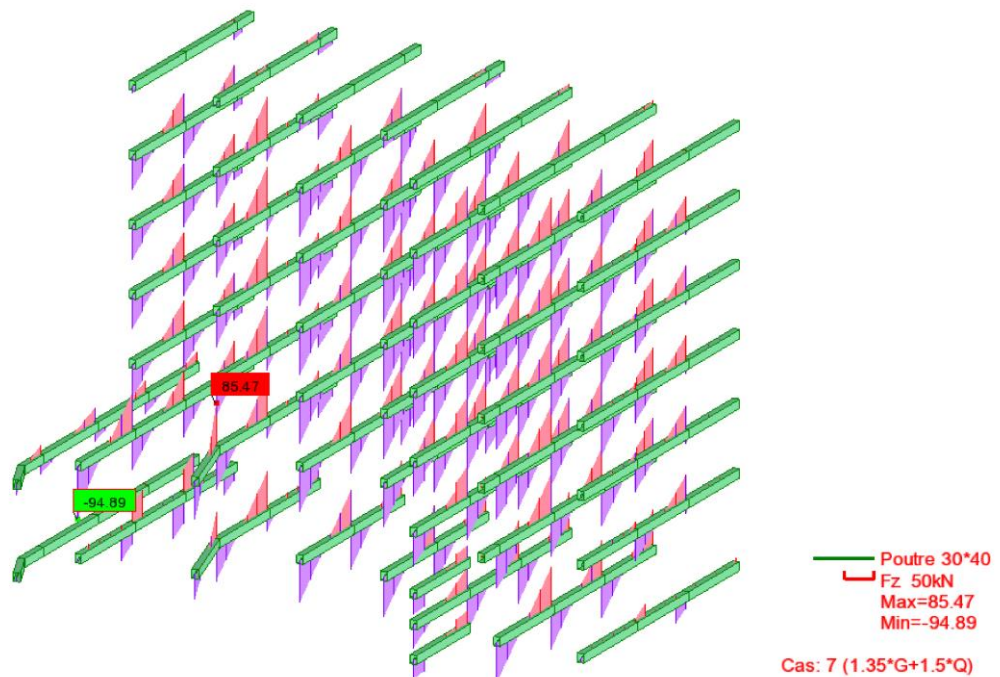
La fissuration est préjudiciable =>

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2Fe}{3}, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} ; \eta = 1,6 \text{ (HA)} \rightarrow \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15M_s (d-X)/I \Rightarrow \sigma_s = 15 \times 22.83 \times 10^4 (37 - 10.83) / 97098.32 = 922.97 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$$

$$\sigma_s = 922.97 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2016.3 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

• **Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91**



Fissuration non préjudiciable :  $\tau_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicitée :  $T_{\max} = 85.47 \text{ KN}$

Avec :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 37 \text{ cm}$

$\tau_u = T_{\max}/b.d = 0.77 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$

- **Les Armatures Transversales :**

- **Le diamètre : BAEL91**

$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$

$\phi_t \leq \min (400 / 35, 16, 300 / 10) = 11.43 \text{ mm}$

→ Alors soit des cadres :  $\phi_t = 8 \text{ mm} = 1.01 \text{ cm}^2$

- **Espacement :**

\* **D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$

\* **D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :**

$S_t \leq \min (h / 4, 12\phi^{\min}, 30 \text{ cm})$       **$S_t = 10 \text{ cm}$  dans la Zone nodale.**

$S_t \leq h / 2 = 20 \text{ cm}$       **$S_t = 15 \text{ cm}$  dans la Zone courante.**

On prend:  $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- **Dans la Zone nodale :**      $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Dans la Zone courante :**  $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec :  $L' = 2h = 80 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale).

- Le schéma de ferrailage :

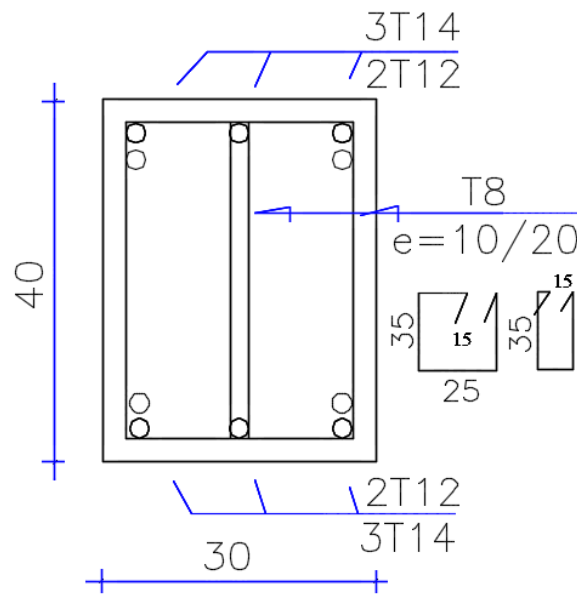


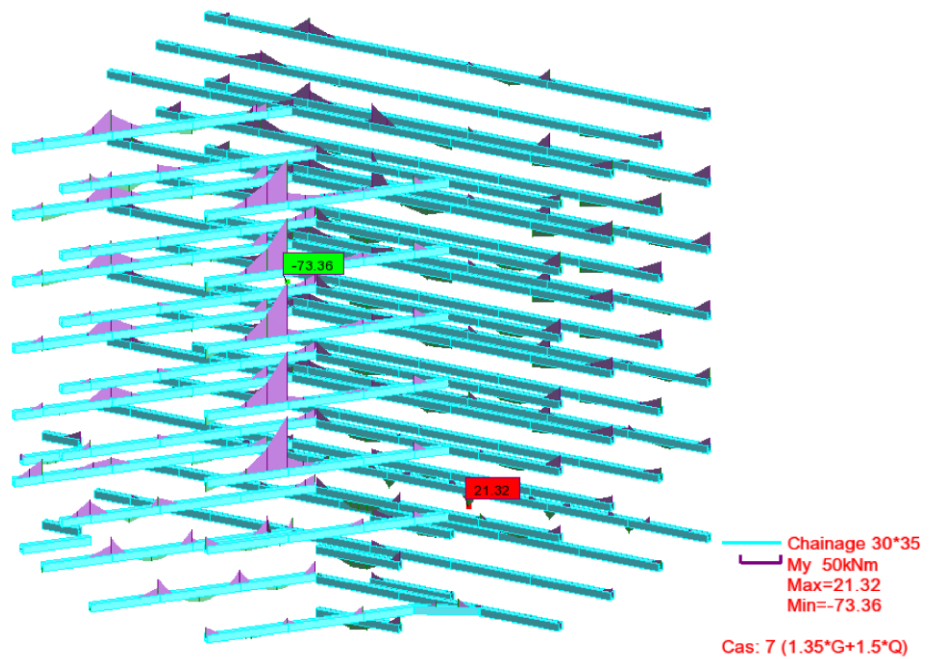
Figure 4.2 Ferrailage de la poutre principale (30x40) cm<sup>2</sup>

- c) Poutres secondaires (30x35) cm<sup>2</sup> :

➤ travée :

$$1,35G + 1,5Q.$$

- E.L.U :



$$M_{\max} = 21.32 \text{ kN.m} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 32 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.32 * 10^6}{300 * 320^2 * 14.16} = 0.049 ; \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.049 \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = 0.063$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_{\sigma_s}} = \frac{21.32 * 10^6}{0.97 * 320 * 348} = \underline{197 \text{ mm}^2} = \underline{1.97 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{BAEL}$$

$$A_{\text{RPA}} = 0.5\%bh = 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{RPA}$$

**Donc on adopte:**

$$\mathbf{3HA14+2HA10= 6.19 \text{ cm}^2}$$

➤ **Sur appuis :**

$$M_{\max} = 73.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{0.85bd^2 f_{bu}} = \frac{73.36 * 10^6}{300 * 320^2 * 14.16} = 0.097 ; \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.097 \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.097}) = 0.13$$

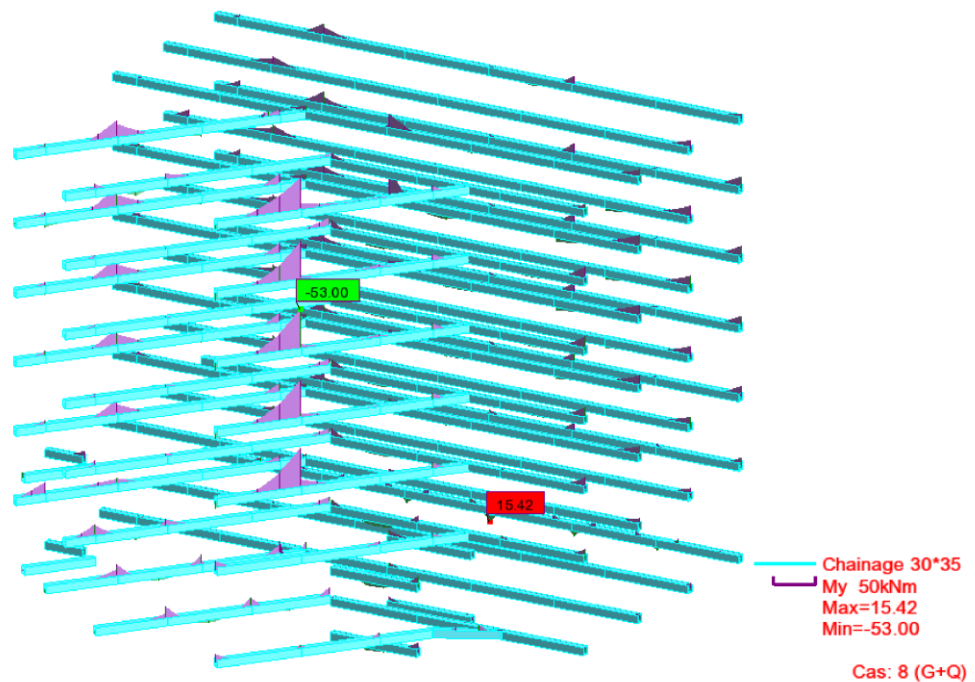
$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.95$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_{\sigma_s}} = \frac{73.36 * 10^6}{0.95 * 320 * 348} = \underline{693 \text{ mm}^2} = \underline{6.93 \text{ cm}^2}$$

**Donc on adopte :**

$$\mathbf{3HA14+3HA12= 8.01 \text{ cm}^2}$$

- La vérification à l'état limite service (E.L.S) :



Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

- La position de l'axe neutre :

$$b x^2 / 2 + 15 A_{app} (x - c) - 15 A_{tra} (d - x) = 0$$

$$15 x^2 + 15 (8.01) (x - 3) - 15 (6.19) (32 - x) = 0$$

$$15 x^2 + 213 x - 3331.65 = 0$$

$$\rightarrow X = 9.41$$

- Le moment d'inertie :

$$I = b x^3 / 2 + 15 A_{app} (x - c)^2 + 15 A_{tra} (d - x)^2$$

$$\rightarrow I = 64817.41 \text{ cm}^4$$

- Les contraintes sont :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot X}{I} = 22.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

On a :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$  l'armature calculée convient.



**D' après BEAL 91:**

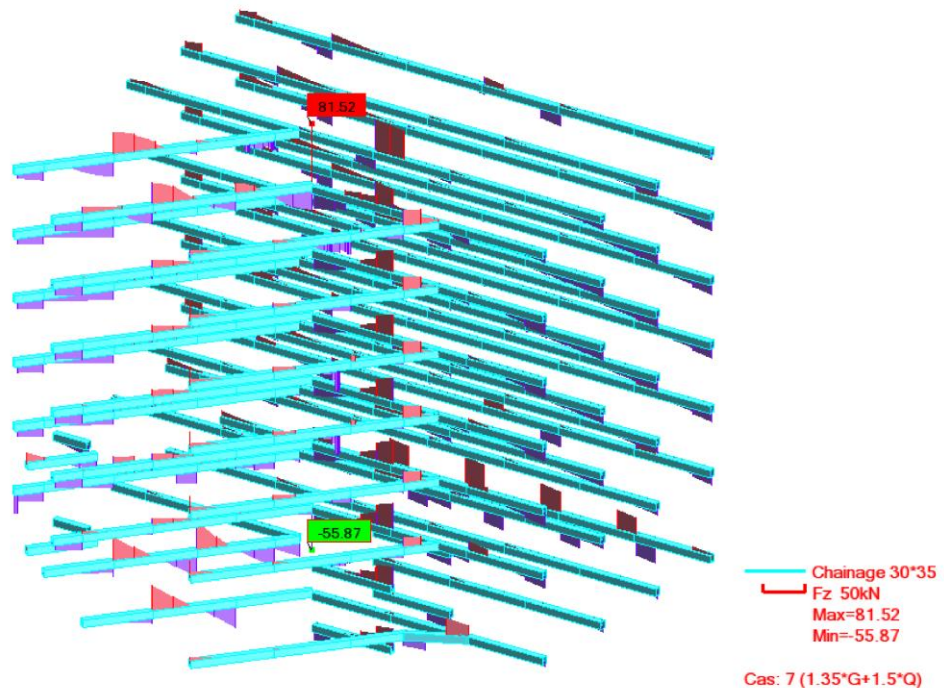
La fissuration est préjudiciable =>

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2F_e}{3}, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} ; \eta = 1,6 \text{ (HA)} \rightarrow \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15Ms(d-X)/I \Rightarrow \sigma_s = 15 \times 15.42 \times 10^4 (32 - 9.41) / 64817.41 = 806.12 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$$

$$\sigma_s = 806.12 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2016.3 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

• **Vérification de la Contrainte de Cisaillement :BAEL91**



Fissuration non préjudiciable :  $\tau_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicité :  $T_{\max} = 81.52 \text{ KN}$

Avec :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 32 \text{ cm}$

$$\tau_u = T_{\max}/b.d = 0.85 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa}$$

• **Les Armatures Transversales :**

➤ **Le diamètre : BAEL91**

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (350 / 35, 16, 300 / 10) = 10 \text{ mm}$$

→ Alors soit des cadres :  $\phi_t = 8 \text{ mm} = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ Espacement :

\* D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min ( 0,9 d ; 40 \text{ cm} ) = 28.8 \text{ cm}$$

\* D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min ( h / 4 , 12 \phi^{\min} , 30 \text{ cm} ) \quad S_t = 10 \text{ cm dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \quad S_t = 15 \text{ cm dans la Zone courante.}$$

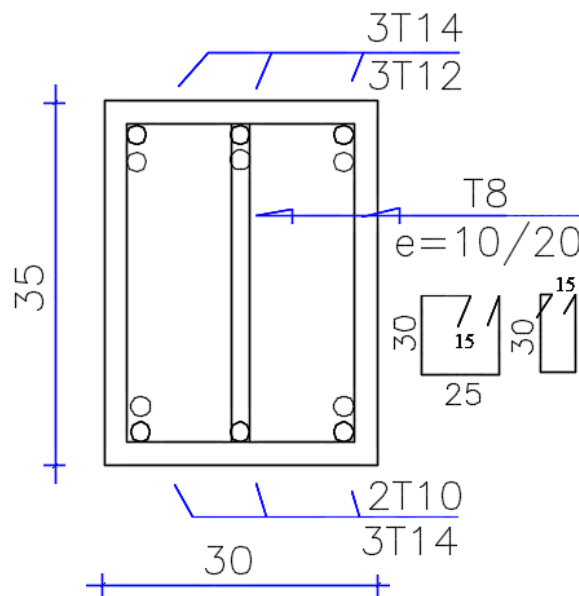
On prend:  $S_t \leq \min ( S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}} )$

- Dans la Zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec :  $L' = 2h = 70 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale).

• Le schéma de ferrailage :



**Figure 4.3** Ferrailage de la poutre secondaire (30x35) cm<sup>2</sup>

### 4.3) Ferrailage les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limite ultime "ELU" sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

#### a) Ferrailage les poteaux rectangulaire (30×40) cm :

$$\text{ELU: } N_u = 1377.4 \text{ KN} ; M_u = 26.17 \text{ KN.m}$$

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

$$d = 37 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; L_0 = 4.08 \text{ m}$$

#### 1) La section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A = (0,337h - 0,81c) b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$= (0,337 \times 0,4 - 0,81 \times 0,03) 0,3 \times 0,4 \times 14.16 \times 10^3$$

$$A = 187.76 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_s$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{26.17}{1377.4} = 0.019 \text{ m}, e_s = \frac{Z}{2} + e_0 = \frac{0.34}{2} + 0.019 = 0.189 \text{ m}$$

$$M_s = N_u \times e_s = 1377.4 \times 0.189 = 260.33 \text{ KN.m}$$

$$B = 1377.4 \times (0.37 - 0.03) - 260.33 = 208 \text{ KN.m}$$

$A > B$  Alors le Calcul par assimilation à la flexion simple  $\Rightarrow$  SPC

#### 2) calcul de section rectangulaire en flexion simple :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.17 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.16} = 0.045 ; \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.045 \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}) = 0.058$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_{\sigma_s}} = \frac{26.17 \times 10^6}{0.98 \times 370 \times 348} = \underline{207 \text{ mm}^2} = \underline{2.07 \text{ cm}^2}$$

**3) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = 1.34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (BAEL)}$$

**4) Pourcentage minimale des armatures selon la RPA 99:**

$$A_{\min} = 0.8\% (b \times h) = 0.8\% (30 \times 40) = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) = 4\% (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$$

$$D'où : A_{\min} < A_s < A_{\max}$$

$$\rightarrow \text{On adopte : } 4\text{HA16} + 4\text{HA14} = 14.2 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{(en RDC et sous-sol)}}$$

$$\rightarrow \text{On adopte : } 8\text{HA14} = 12.32 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{(en tout les étages)}}$$

**5) Diamètres des armatures transversales :**

$$\emptyset \geq 0.3\emptyset_l = 0.3 \times 1.6 = 0.48 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{BAEL}$$

$$\rightarrow \text{On choisit : } \emptyset = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

**6) Vérification selon RPA :**

$$\emptyset \geq \min (h/35 ; \emptyset ; b/10) \longrightarrow \emptyset \geq \min (40/35 ; 1.6 ; 30/10)$$

$$\rightarrow \text{On adopte : } 2\text{HA8} = 1.01 \text{ cm}^2$$

**7) Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_u = 52.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } b = 30 \text{ cm} ; \quad d = 37 \text{ cm}$$

$$\tau_u = T_{\max} / b \cdot d = 0.47 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

**8) L'espacement selon RPA :****➤ Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\emptyset ; 15\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq 15 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

**➤ Zone courante :**

$$S_t \leq 15\emptyset \longrightarrow S_t \leq 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

### 9) Le schéma de ferrailage :

- En RDC et sous-sol :

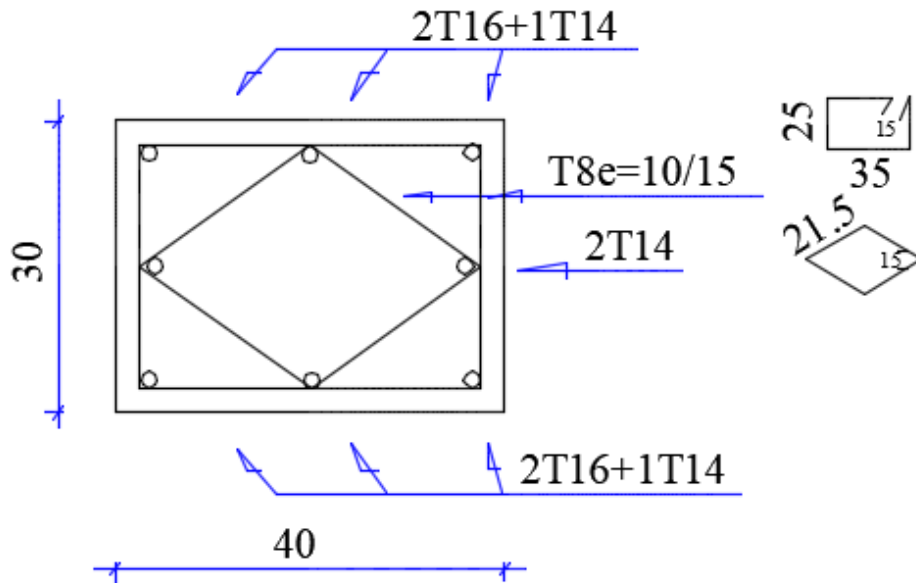


Figure 4.4 Ferrailage du poteau rectangulaire (30x40) cm<sup>2</sup>

- En tout les étages :

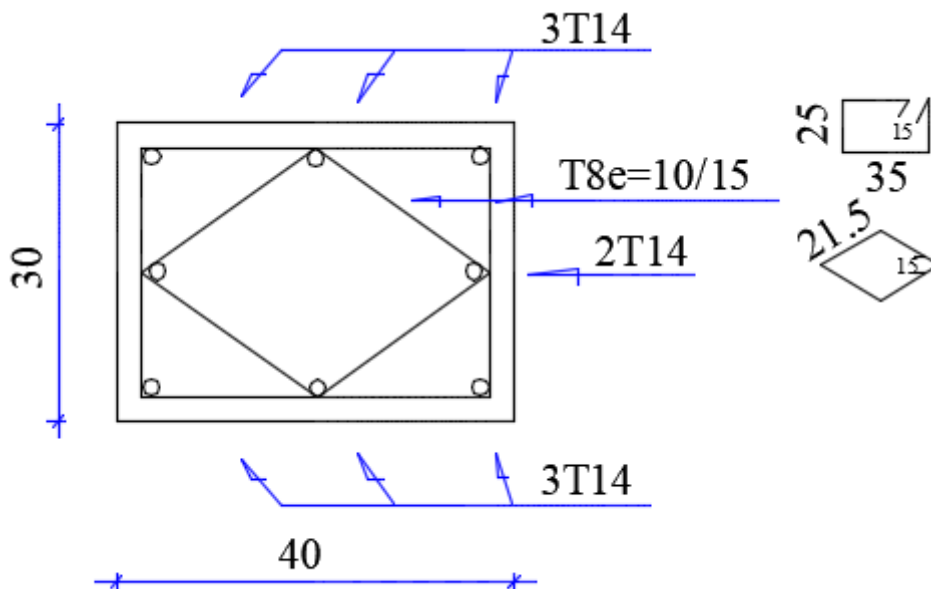


Figure 4.5 Ferrailage du poteau rectangulaire (30x40) cm<sup>2</sup>

**b) Ferraillage les poteau circulaire (ø30)cm :**

ELU:  $N_u = 809.9 \text{ KN}$  ;  $M_u = 34.09 \text{ KN.m}$

$D = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 27 \text{ cm}$  ;  $c = 3 \text{ cm}$  ;  $L_0 = 4.08 \text{ m}$

**1) La longueur de flambement :**

$$L_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.86 \text{ m}$$

**2) Le rayon de giration :**

$$i_{\min} = D/4 = 30/4 = 7.5 \text{ cm}$$

**3) L'élanement :**

$$\lambda = L_f / i_{\min} = 286 / 7.5 = 38.13 \text{ cm}$$

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2 \left(\frac{38.13}{35}\right)^2} = 0.7$$

**4) La section réduite:**

$$Br = \pi (D - 2)^2 / 4 = 615.44 \text{ cm}^2$$

**5) La section d'armature :**

$$A_s \geq \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[ \frac{809.9 \times 10^3}{0.7} - \frac{61544 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.15}{400} = 187.22 \text{ mm}^2 = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.8\% (\pi \cdot D^2 / 4) = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = 4\% (\pi \cdot D^2 / 4) = 28.26 \text{ cm}^2$$

D'où :  $A_{\min} < A_s < A_{\max}$

→ On adopte : **4HA14 + 4HA12 = 10.68 cm<sup>2</sup>**

**6) Diamètres des armatures transversales :**

$$\emptyset \geq 0.3\emptyset_l = 0.3 \times 1.4 = 0.42 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{BAEL}$$

→ On choix :  $\emptyset = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

→ On adopte : **1HA8 = 0.5 cm<sup>2</sup>**

**7) Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_u = 21.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } D = 30 \text{ cm} ; \quad d = 27 \text{ cm}$$

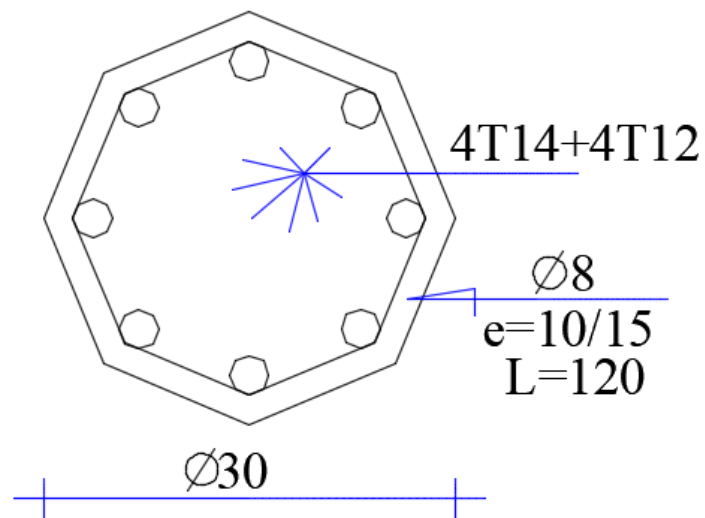
$$\tau_u = T_{\max}/D.d = 0.26 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa}$$

**8) L'espacement selon RPA :**➤ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\emptyset ; 15\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq 14 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ **Zone courante :**

$$S_t \leq 15\emptyset \longrightarrow S_t \leq 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**9) Le schéma de ferrailage :****Figure 4.6** Ferrailage du poteau circulaire (Ø30) cm

## **4.4) Ferrailage des voiles :**

### **4.4.1) Introduction :**

Un voile de section rectangulaire est un élément de contreventement, encastré en pied dans ses fondations et soumis à des charges réparties ou concentrées au niveau de chaque plancher. Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux).
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux).

#### **Prescriptions pour le ferrailage des voiles :**

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

### **4.4.2) Prescription pour les aciers verticaux :**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal 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.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- 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).



**4.4.3) Prescription pour les aciers horizontaux :**

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\varnothing$ .

**4.4.4) Prescriptions communes :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S \leq 1.5e \\ S \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

e : épaisseur du voile.

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre(04) épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

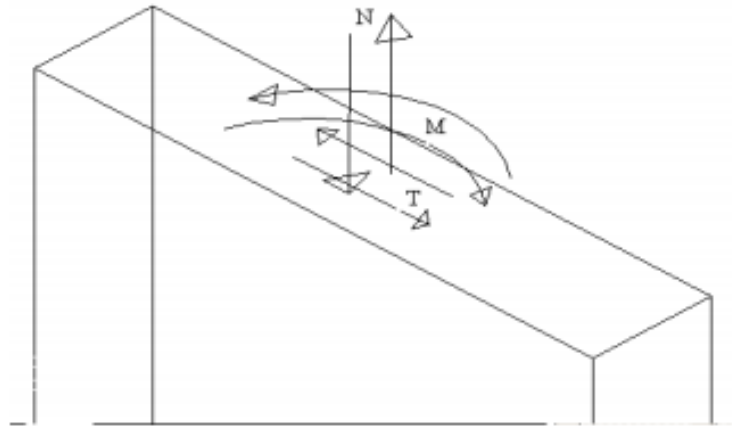
-Le diamètre  $\Phi_t$  des épingles est :

- $\Phi_t = 6\text{mm}$  lorsque  $\Phi_v \leq 20\text{ mm}$
- $\Phi_t = 8\text{mm}$  lorsque  $\Phi_v > 20\text{ mm}$

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voile (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 des charges.



« Voile soumis à la flexion composée »

#### **4.4.5) Détermination des sollicitations :**

Dans le tableau suivant, on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel [Autodesk robot structural analysis 2015] :

**Tableau 4.1** Les différentes sollicitations des voiles

| Niveaux         | Combinaisons                 | N<br>[KN] | M<br>[KN.m] |
|-----------------|------------------------------|-----------|-------------|
| Tous les étages | ELU : 1.35*G + 1.5*Q         | 1351.48   | 34.34       |
|                 | ELA : 0.8*G ± E <sub>x</sub> | 1838.03   | 77.28       |
|                 | ELA : 0.8*G ± E <sub>y</sub> | 1313.15   | 38.06       |

#### **4.4.6) Vérification des contraintes tangentielles :**

Les contraintes tangentielles doivent vérifier les conditions suivantes :

- ♦  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$
- ♦  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.06 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 d}$$

$b_0$  : épaisseur du linteau ou du voile

$d$  : hauteur utile = 0.9 h

$h$  : hauteur totale de la section brute

$$\text{Avec : } \begin{cases} b_0 = 0.18 \text{ m} \\ d = 0.9 h = 0.9 \times 3.63 = 3.27 \text{ m} \end{cases}$$

**Tableau 4.2** Vérifications des contraintes tangentielles

| Niveaux         | T [KN] |       | $\tau_b$ [MPa] |      | $\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$ | $\bar{\tau}_b = 0.06 f_{c28}$ |
|-----------------|--------|-------|----------------|------|------------------------------|-------------------------------|
|                 | ELU    | ELA   | ELU            | ELA  |                              |                               |
| Tous les étages | 65.38  | 129.3 | 0.11           | 0.22 | 5                            | 1.5                           |

#### **4.4.7) Détermination du ferrailage des voiles :**

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section [0,18 m × 1 ml].

En faisant le calcul du ferrailage à l'aide du logiciel SOCOTEC, il s'est avéré que le ferrailage est nul, c'est la raison pour laquelle on va ferriller avec le minimum du RPA dans les deux sens :

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

##### **- Le ferrailage vertical :**

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 18 \times 100 = 2.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

→ On choisit : **5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml**

##### **- Le ferrailage horizontal :**

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 18 \times 100 = 2.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

→ On choisit : **5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml**

##### **- Espacement :**

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

Espacement verticale et horizontale :  $S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm})$

→ On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

#### - Calcul des armatures transversales :

D'après le BAEL 91 modifiée 99, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de  $4/m^2$  au moins.

→ On prend donc :  $4\Phi 6/m^2 = 1.13cm^2$

#### 4.4.8) Le schéma de ferrailage :

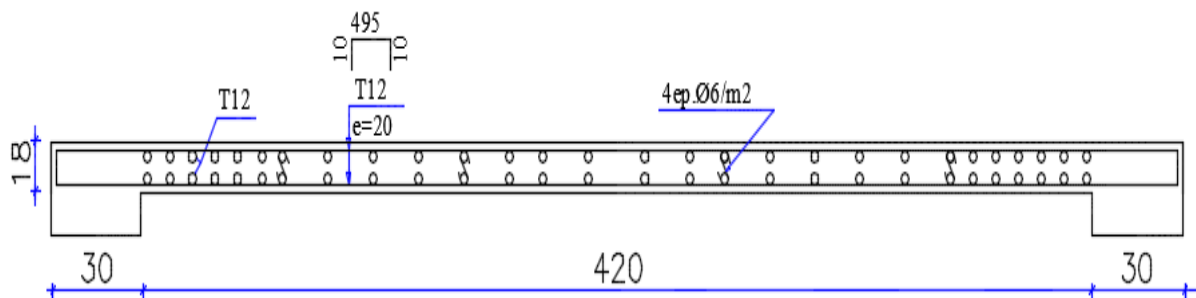


Figure 4.7 Ferrailage de voile

## 4.5) Ferrailage les fondations :

### 4.5.1) Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sols.

### 4.5.2) Choix du type de fondation :

- ✓ Type d'ouvrage construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portance de terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

### 4.5.3) calculs des surfaces nécessaires pour les semelles :

La surface du semelle sera déterminer en vérifiant la condition suivante :

**N.B :** dans ce cas en prendre  $\sigma = 1.2 \text{ bar}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{sol} = 1.2 \text{ bars} = 12 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec : **ancrage = 2 m**

Les surfaces des semelles isolées revenants à chaque poteau sont données par le tableau suivant :

**Tableau 4.3** Les différentes surfaces des semelles sous poteaux

| <u>Les semelles circulaires</u> |                     |                                  |
|---------------------------------|---------------------|----------------------------------|
| Semelles                        | N <sub>s</sub> [KN] | S <sub>s</sub> [m <sup>2</sup> ] |
| SC1                             | 527.22              | 4.4                              |
| <b>SC2</b>                      | <b>587.59</b>       | <b>4.9</b>                       |
| SC3                             | 92.58               | 0.77                             |
| SC4                             | 46.71               | 0.4                              |
| SC5                             | 76.04               | 0.63                             |
| SC6                             | 85.30               | 0.71                             |
| SC7                             | 58.59               | 0.48                             |

**Tableau 4.4** Les différentes surfaces des semelles revenantes à chaque voile

| Semelles | /              | N <sub>s</sub> [KN] | S <sub>s</sub> [m <sup>2</sup> ] |
|----------|----------------|---------------------|----------------------------------|
| SF1      | P <sub>1</sub> | 284.8               | 26.06                            |
|          | V <sub>1</sub> | 681.31              |                                  |
|          | P <sub>2</sub> | 260.4               |                                  |
|          | V <sub>2</sub> | 419.86              |                                  |
|          | P <sub>3</sub> | 269.82              |                                  |
|          | V <sub>3</sub> | 868.15              |                                  |
|          | P <sub>4</sub> | 342.42              |                                  |
| SF2      | P <sub>1</sub> | 401.12              | 18                               |
|          | V <sub>1</sub> | 1216                |                                  |
|          | P <sub>2</sub> | 535.16              |                                  |
| SF3      | P <sub>1</sub> | 401.12              |                                  |
|          | V <sub>1</sub> | 1216                |                                  |
|          | P <sub>2</sub> | 535.16              |                                  |
|          | P <sub>3</sub> | 753                 |                                  |

|     |                |        |       |
|-----|----------------|--------|-------|
| SF4 | P <sub>1</sub> | 289.16 | 18.56 |
|     | V <sub>1</sub> | 517.9  |       |
|     | P <sub>2</sub> | 284.78 |       |
|     | V <sub>2</sub> | 484.03 |       |
|     | P <sub>3</sub> | 233.95 |       |
|     | V <sub>3</sub> | 304.54 |       |
|     | P <sub>4</sub> | 113.07 |       |
| SF5 | P <sub>1</sub> | 170.25 | 13.3  |
|     | V <sub>1</sub> | 364.5  |       |
|     | P <sub>2</sub> | 180.35 |       |
|     | V <sub>2</sub> | 648.54 |       |
|     | P <sub>3</sub> | 232.35 |       |
| SF6 | P <sub>1</sub> | 753    | 13.3  |
|     | P <sub>2</sub> | 959.21 |       |
|     | P <sub>3</sub> | 753    |       |

#### 4.5.4) Calcul de ferrailage :

##### a) Les semelles circulaires isolées sous poteau :

❖ En les semelles (SC1, SC2) :

##### - Calcul de la section :

$$S = \pi r^2 \quad ; \quad N_{ser(max)} = 587.6 \text{ KN} \rightarrow \underline{S_{0max} = 5 \text{ m}^2} \quad ; \quad \text{avec : } d = 0.3 \text{ m}$$

$$\rightarrow S = \pi \times r^2 = 3.14 \times r^2 = 5 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow r = 1.25 \text{ m} \rightarrow D = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{D = 3 \text{ m}} \quad \rightarrow \underline{\mathbf{S = 7.07 \text{ m}^2}}$$

##### - Calcul de hauteur (H) :

$$H = d' + 5 \text{ cm} \quad \text{avec : } d' = \frac{D-d}{4} = 70$$

$$H = \frac{D-d}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{300-30}{4} + 5 = 75 \text{ cm}$$

$$\rightarrow H = 0.75 \text{ m}$$

- Calcul du ferrailage :

$$N_U = 807.65 \text{ KN}$$

➤ Suivant (x-x et y-y) :

$$A_s = \frac{N_U}{8} \times \frac{D - d}{d' \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{807.65 \times 10^3}{8} \times \frac{3000 - 300}{700 \times 348} = 1122 \text{ mm}^2 = 11.22 \text{ cm}^2$$

→ On adopte : **6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup> /ml**

- Espacement :

$$15 \text{ cm} \leq e \leq 25 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- Vérification de la résistance :

$$\sigma_{\text{cal}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{cal}} = \frac{N_{\text{ser}} + G_0}{S}$$

Avec :

$$G_0 : \text{le poids propre de la semelle} = 14.14 \times 19 = 268.66 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{cal}} = \frac{587.6 + 268.66}{7.07} = 119.08 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 120 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

❖ En les semelles (SC3, SC4, SC5, SC6, SC7) :

- Calcul de la section :

$$S = \pi r^2 ; \quad N_{\text{ser}(\text{max})} = 92.6 \text{ KN} \rightarrow \underline{S_{0\text{max}} = 0.77 \text{ m}^2} ; \quad \text{avec : } d = 0.3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S = \pi \times r^2 = 3.14 \times r^2 = 0.77 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow r = 0.5 \text{ m} \rightarrow D = 1 \text{ m}$$

$$\text{On adopte: } \mathbf{D = 1.5 \text{ m}} \quad \rightarrow \quad \underline{\mathbf{S = 1.77 \text{ m}^2}}$$



- Calcul de hauteur (H) :

$$H = d' + 5 \text{ cm} \quad \text{avec : } d' = \frac{D-d}{4}$$

$$H = \frac{D-d}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{150-30}{4} + 5 = 35 \text{ cm}$$

$$\rightarrow H = 0.35 \text{ m}$$

- Calcul du ferrailage :

$$N_U = 126.47 \text{ KN}$$

➤ Suivant (x-x et y-y) :

$$A_s = \frac{N_U}{8} \times \frac{D-d}{d' \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{126.47 \times 10^3}{8} \times \frac{1500-300}{300 \times 348} = 182 \text{ mm}^2 = 1.82 \text{ cm}^2$$

→ On adopte : **6HA10 = 4.71 cm<sup>2</sup>**

- Espacement :

$$15 \text{ cm} \leq e \leq 25 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{e = 15 \text{ cm}}$$

- Vérification de la résistance :

$$\sigma_{\text{cal}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

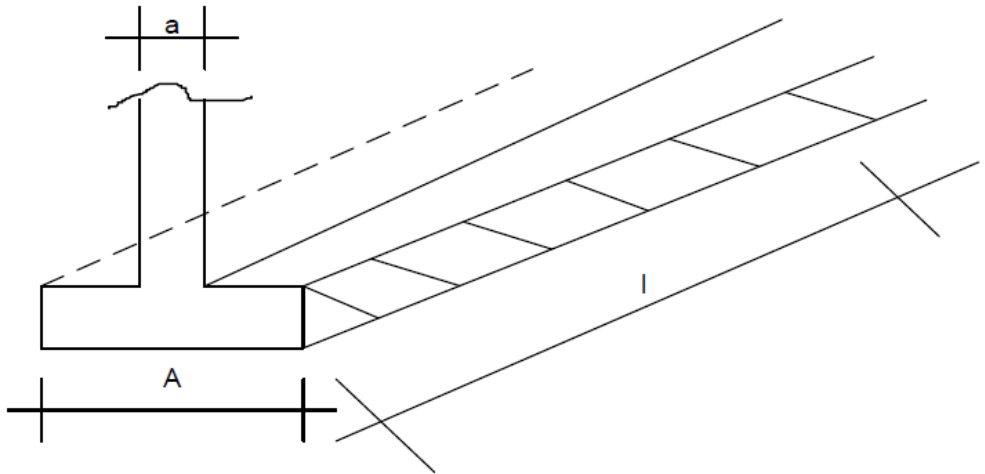
$$\sigma_{\text{cal}} = \frac{N_{\text{ser}} + G_0}{S}$$

Avec :

$$G_0 : \text{le poids propre de la semelle} = 3.54 \times 19 = 67.26 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{cal}} = \frac{92.6+67.26}{1.77} = 90.32 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 120 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{OK}$$

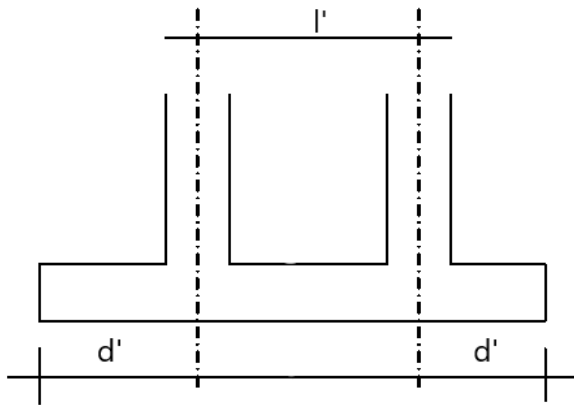
**b) Les semelles filantes :**



❖ La semelle (SF1) :

$$N_{ser} = 3126.76 \text{ KN} \rightarrow S_0 = 26.06 \text{ m}^2 ; \text{ avec : } l' = 4.2 + 4.2 + 4.5 = 12.9 \text{ m}$$

- Calcul de la section :



$$S = A \times l \quad \text{avec : } l = l' + 2d'$$

$$\text{On adopte : } d' = 1.5 \text{ m} \rightarrow l = 12.9 + 2(1.5) = 15.9 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A = S / l = 26.06 / 15.9 = 1.64 \text{ m}$$

$$\rightarrow \text{On adopte : } \begin{cases} A = 2.4 \text{ m} \\ L = 15.9 \text{ m} \end{cases} \rightarrow S = 38.4 \text{ m}^2$$

- Calcul de la hauteur (H) :

$$H = d + 5 \text{ cm} \quad \text{avec : } d = \frac{A-a}{4} = 55 \text{ cm}$$

$$H = \frac{A-a}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{240-30}{4} + 5 = 57.5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow H = 0.6 \text{ m}$$

- Calcul du ferrailage :

$$N_U = 4276.34 \text{ KN}$$

➤ Suivant ( I ) :

$$A_{Sl} = \frac{N_U}{8} \times \frac{A-a}{d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4276.34 \times 10^3}{8} \times \frac{2400-300}{550 \times 348} = 5837 \text{ mm}^2 = 58.37 \text{ cm}^2$$

→ On adopte : **6HA14 = 9.24 cm<sup>2</sup> /ml**

➤ Suivant ( A ) :

$$A_{St} = \frac{A_{Sl}}{4} = \frac{58.37}{4} = 14.6 \text{ cm}^2$$

→ On adopte : **6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup> /ml**

- Espacement :

$$15 \text{ cm} \leq e \leq 25 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{e = 15 \text{ cm}}$$

- Vérification de la résistance :

$$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{ser} + G_0}{S}$$

Avec :

$$\gamma_{\text{moyen}} = (\gamma_{\text{BA}} + \gamma_{\text{sol}}) / 2 = (25 + 13) / 2 = 19 \text{ KN/m}^2$$

$G_0$  : le poids propre de la semelle =  $76.8 \times 19 = 1459.2 \text{ KN}$

$$\rightarrow \sigma_{\text{cal}} = \frac{3126.76 + 1459.2}{38.4} = 119.43 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 120 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{OK}$$

❖ La semelle (SF2) :

$N_{\text{ser}} = 1306.07 \text{ KN} \rightarrow S_0 = 10.88 \text{ m}^2$  ; avec :  $l' = 4.2 \text{ m}$

- Calcul de la section :

$S = A \times l$  avec :  $l = l' + 2d'$

On adopte :  $d' = 1.5 \text{ m} \rightarrow l = 4.2 + 2(1.5) = 7.2 \text{ m}$

Donc :  $A = S / l = 10.88 / 7.2 = 1.5 \text{ m}$

$$\rightarrow \text{On adopte : } \begin{cases} A = 2.2 \text{ m} \\ L = 7.2 \text{ m} \end{cases} \rightarrow S = 15.84 \text{ m}^2$$

- Calcul de la hauteur (H) :

$H = d + 5 \text{ cm}$  avec :  $d = \frac{A-a}{4} = 50 \text{ cm}$

$$H = \frac{A-a}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{220-30}{4} + 5 = 52.5 \text{ cm}$$

$\rightarrow H = 0.55 \text{ m}$

- Calcul du ferrailage :

$N_U = 1796.19 \text{ KN}$

➤ Suivant (l) :

$$A_{\text{sl}} = \frac{N_U}{8} \times \frac{A-a}{d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1796.17 \times 10^3}{8} \times \frac{2200-300}{500 \times 348} = 2452 \text{ mm}^2 = 24.52 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow$  On adopte : **6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup> /ml**

➤ Suivant ( A ) :

$$A_{St} = \frac{A_{S1}}{4} = \frac{24.52}{4} = 6.13 \text{ cm}^2$$

→ On adopte : **6HA10 = 4.71 cm<sup>2</sup> /ml**

- Espacement :

$$15 \text{ cm} \leq e \leq 25 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- Vérification de la résistance :

$$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{ser} + G_0}{S}$$

Avec :

$$G_0 : \text{le poids propre de la semelle} = 31.68 \times 19 = 602 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \sigma_{cal} = \frac{1306.07+602}{12.96} = 119.45 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 120 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

❖ La semelle (SF3) :

$$N_{ser} = 2905.28 \text{ KN} \rightarrow S_0 = 24.21 \text{ m}^2 ; \text{ avec : } l' = 8.4 \text{ m}$$

- Calcul de la section :

$$S = A \times l \quad \text{avec: } l = l' + 2d'$$

$$\text{On adopte: } d' = 1.5 \text{ m} \rightarrow l = 8.4 + 2(1.8) = 12 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } A = S / l = 24.21 / 12 = 2.02 \text{ m}$$

$$\rightarrow \text{On adopte : } \begin{cases} A = 2.5 \text{ m} \\ L = 12 \text{ m} \end{cases} \rightarrow S = 30 \text{ m}^2$$

- Calcul de la hauteur (H) :

$$H = d + 5 \text{ cm} \quad \text{avec: } d = \frac{A-a}{4} = 55 \text{ cm}$$

$$H = \frac{A - a}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{320 - 30}{4} + 5 = 60 \text{ cm}$$

$$\rightarrow H = 0.6 \text{ m}$$

- Calcul du ferrailage :

$$N_U = 3987.16 \text{ KN}$$

➤ Suivant (I):

$$A_{Sl} = \frac{N_U}{8} \times \frac{A - a}{d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3987.16 \times 10^3}{8} \times \frac{2500 - 300}{550 \times 348} = 5468 \text{ mm}^2 = 54.68 \text{ cm}^2$$

→ On adopte : **6HA14 = 9.24 cm<sup>2</sup> /ml**

➤ Suivant (A) :

$$A_{St} = \frac{A_{Sl}}{4} = \frac{54.68}{4} = 13.67 \text{ cm}^2$$

→ On adopte : **6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup> /ml**

- Espacement :

$$15 \text{ cm} \leq e \leq 25 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- Vérification de la résistance :

$$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{ser} + G_0}{S}$$

Avec :

$$G_0 : \text{le poids propre de la semelle} = 60 \times 19 = 1140 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \sigma_{cal} = \frac{2905.28 + 1140}{30} = 118.4 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 120 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

❖ La semelle (SF4) :

$$N_{ser} = 2227.43 \text{ KN} \rightarrow S_0 = 18.56 \text{ m}^2 ; \text{ avec : } l' = 12.9 \text{ m}$$

- Calcul de la section :

$$S = A \times l \quad \text{avec : } l = l' + 2d'$$

$$\text{On adopte : } d' = 1.5 \text{ m} \rightarrow l = 12.9 + 2(1.5) = 15.9 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A = S / l = 18.56 / 15.9 = 1.17 \text{ m}$$

$$\rightarrow \text{On adopte : } \begin{cases} A = 1.8 \text{ m} \\ L = 15.9 \text{ m} \end{cases} \rightarrow S = 28.8 \text{ m}^2$$

### - Calcul de la hauteur (H) :

$$H = d + 5 \text{ cm} \quad \text{avec : } d = \frac{A-a}{4} = 40 \text{ cm}$$

$$H = \frac{A-a}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{180-30}{4} + 5 = 42.5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow H = 0.45 \text{ m}$$

### - Calcul du ferrailage :

$$N_U = 3049.77 \text{ KN}$$

➤ Suivant (I) :

$$A_{Sl} = \frac{N_U}{8} \times \frac{A-a}{d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3049.77 \times 10^3}{8} \times \frac{1800-300}{350 \times 348} = 4695 \text{ mm}^2 = 46.95 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{On adopte : } \mathbf{6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

➤ Suivant (A) :

$$A_{St} = \frac{A_{Sl}}{4} = \frac{46.95}{4} = 11.74 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{On adopte : } \mathbf{6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

### - Espacement :

$$15 \text{ cm} \leq e \leq 25 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{e = 15 \text{ cm}}$$

### - Vérification de la résistance :

$$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{ser} + G_0}{S}$$

Avec :

$$G_0 : \text{le poids propre de la semelle} = 57.6 \times 19 = 1094.4 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{cal}} = \frac{2227.43 + 1094.4}{28.8} = 115.34 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 120 \text{ KN/m}^2 \dots \text{OK}$$

❖ La semelle (SF5) :

$$N_{\text{ser}} = 1596 \text{ KN} \rightarrow S_0 = 13.3 \text{ m}^2 ; \text{ avec : } l' = 10.9 \text{ m}$$

- Calcul de la section :

$$S = A \times l \quad \text{avec : } l = l' + 2d'$$

$$\text{On adopte : } d' = 1.5 \text{ m} \rightarrow l = 10.9 + 2(1.5) = 13.9 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A = S / l = 13.3 / 13.9 = 0.96 \text{ m}$$

$$\rightarrow \text{On adopte : } \begin{cases} A = 1.5 \text{ m} \\ L = 13.9 \text{ m} \end{cases} \rightarrow S = 20.85 \text{ m}^2$$

- Calcul de la hauteur (H) :

$$H = d + 5 \text{ cm} \quad \text{avec : } d = \frac{A-a}{4} = 30 \text{ cm}$$

$$H = \frac{A-a}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{150-30}{4} + 5 = 35 \text{ cm}$$

$$\rightarrow H = 0.35 \text{ m}$$

- Calcul du ferrailage :

$$N_U = 3953.09 \text{ KN}$$

➤ Suivant ( l ):

$$A_{Sl} = \frac{N_U}{8} \times \frac{A-a}{d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3953.09 \times 10^3}{8} \times \frac{1500-300}{300 \times 348} = 5680 \text{ mm}^2 = 56.8 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{On adopte : } \mathbf{6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

➤ Suivant ( A ) :

$$A_{St} = \frac{A_{Sl}}{4} = \frac{56.8}{4} = 14.2 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{On adopte : } \mathbf{6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$



- Espacement :

$$15 \text{ cm} \leq e \leq 25 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- Vérification de la résistance :

$$\sigma_{\text{cal}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{cal}} = \frac{N_{\text{ser}} + G_0}{S}$$

Avec :

$$G_0 : \text{le poids propre de la semelle} = 41.7 \times 19 = 792.3 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{cal}} = \frac{1596 + 792.3}{20.85} = 114.54 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 120 \text{ KN/m}^2 \dots \text{OK}$$

## ❖ La semelle (SF6) :

$$N_{\text{ser}} = 2465.21 \text{ KN} \rightarrow S_0 = 20.54 \text{ m}^2 ; \text{ avec : } l' = 10.9 \text{ m}$$

- Calcul de la section :

$$S = A \times l \quad \text{avec : } l = l' + 2d'$$

$$\text{On adopte : } d' = 1.5 \text{ m} \rightarrow l = 10.9 + 2(1.5) = 13.9 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A = S / l = 20.54 / 13.9 = 1.48 \text{ m}$$

$$\rightarrow \text{On adopte : } \begin{cases} A = 2.2 \text{ m} \\ L = 13.9 \text{ m} \end{cases} \rightarrow S = 30.58 \text{ m}^2$$

- Calcul de la hauteur (H) :

$$H = d + 5 \text{ cm} \quad \text{avec : } d = \frac{A-a}{4} = 50 \text{ cm}$$

$$H = \frac{A-a}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{150-30}{4} + 5 = 55 \text{ cm}$$

$$\rightarrow H = 0.55 \text{ m}$$

- Calcul du ferrailage :

$$N_U = 3391.3 \text{ KN}$$

➤ Suivant ( I ):

$$A_{Sl} = \frac{N_U}{8} \times \frac{A - a}{d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3391.3 \times 10^3}{8} \times \frac{2200 - 300}{500 \times 348} = 4568 \text{ mm}^2 = 45.68 \text{ cm}^2$$

→ On adopte : **6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup> /ml**

➤ Suivant ( A ):

$$A_{St} = \frac{A_{Sl}}{4} = \frac{45.68}{4} = 11.42 \text{ cm}^2$$

→ On adopte : **6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup> /ml**

- Espacement :

$$15 \text{ cm} \leq e \leq 25 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- Vérification de la résistance :

$$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{ser} + G_0}{S}$$

Avec :

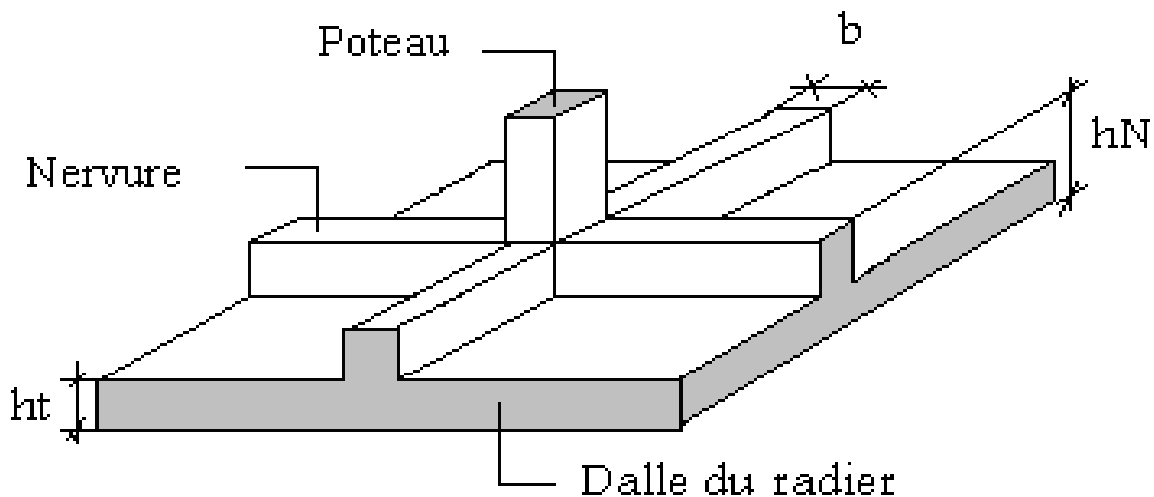
$$G_0 : \text{le poids propre de la semelle} = 61.16 \times 19 = 1162.04 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \sigma_{cal} = \frac{2465.21 + 1162.04}{30.58} = 118.62 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 120 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{OK}$$

### c) Le radier :

Lorsque le sol de fondation ne peut pas supporter les contraintes élevées résultant des fondations sur semelles isolées, et qu'il n'est pas envisagé de se fonder sur une couche profonde plus résistante, il est possible de réaliser une fondation par radier ajouré ou plein, compte tenu des prescriptions ci-après.

- La construction ne doit pas être soumise à des charges présentant d'importantes dissymétries pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.
- La contrainte du sol sollicité doit être quasi uniforme. Pour notre cas, le chargement est symétrique, ce qui vérifie la condition.



$$N_{ser} = 9535 \text{ KN} \quad ; \quad S_0 = 65.5 \text{ m}^2 \quad ; \quad L_{max} = 5.1 \text{ m}$$

#### - Pré dimensionnement du radier :

➤ Dalle :

$$20 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{510}{20} = 25.5 \text{ cm}$$

→ On prend :  **$h_t = 40 \text{ cm}$**  pour l'épaisseur de la dalle

➤ Nervure :

### 1- La hauteur de nervure :

#### a- Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$34 \text{ cm} \leq h_{N1} \leq 51 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{ On prend : } \underline{h_{N1} = 40 \text{ cm}}$$

#### b- Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{b \times K}}$$

Avec :

$L_e$  : longueur élastique (m).

$K$  : coefficient de raideur du sol  $4 \text{ Kg/cm}^3 = 40 \text{ MPa}$  (cas d'un sol moyen).

$E$  : module d'élasticité du béton : ( $E=32164,20 \text{ MPa}$ ).

$b$  : largeur de radier par bande d'un mètre ( $b=1\text{m}$ ).

$I$  : Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

$L$  : distance maximale entre deux poteaux : 5.1 m

$$\text{Donc : } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left( \frac{2L}{\pi} \right)^4} \quad \rightarrow \quad h_{N2} \geq 1.3 \text{ m}$$

→ On prend :  $h_{N2} = 110 \text{ cm}$

A partir des deux conditions :

$$h_N = \max (h_{N1} ; h_{N2}) = \max ( 40 \text{ cm} ; 110 \text{ cm} ) = 110 \text{ cm}$$

→ On prend :  $h_N = 110 \text{ cm}$

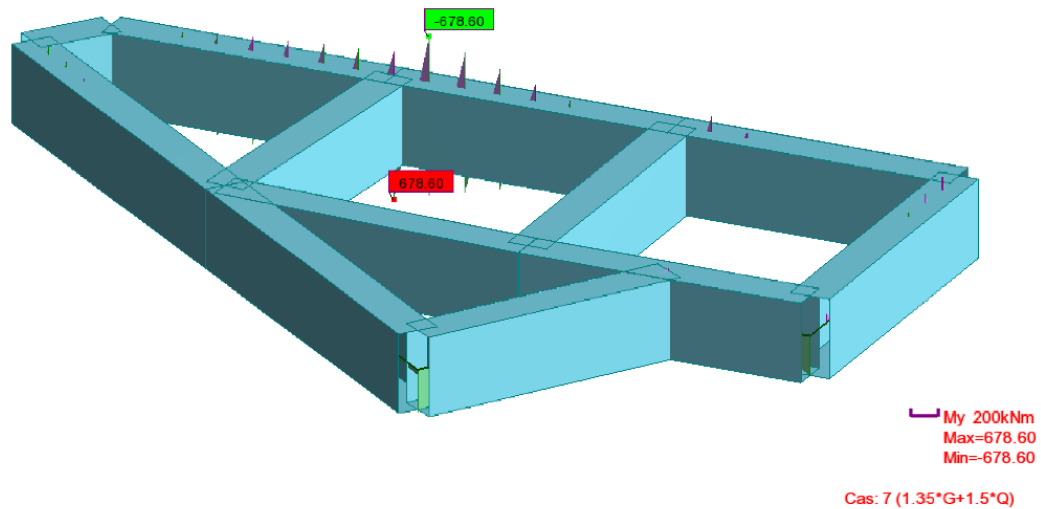
**2- Largeur de la nervure :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{510}{10} = 51 \text{ cm}$$

Donc : **b = 55 cm** dans les deux sens (x-x et y-y)

**- Détermination de la surface du radier :**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{9535}{120} = 79.45 \text{ m}^2 \cong 80 \text{ m}^2$$

**- Ferrailage du radier :**➤ **Les nervures :**

$$M_{\max} = M_{\text{travée}} = M_{\text{appui}} = 678.6 \text{ KN.m}$$

$$h_N = 110 \text{ cm} ; b_N = 55 \text{ cm} ; C = 5 \text{ cm} ; d = 105 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{678.6 \cdot 10^6}{550 \cdot 1050^2 \cdot 14.16} = 0.079 ; \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.079 \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.079}) = 0.103$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_{\sigma_s}} = \frac{678.6 * 10^6}{0.96 * 1050 * 348} = \underline{1935 \text{ mm}^2} = \underline{19.35 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte:

$$6\text{HA}16 + 6\text{HA}14 = 21.3 \text{ cm}^2$$

- Les Armatures Transversales :

a) Le diamètre : BAEL91

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (1100 / 35, 16, 550 / 10) = 16 \text{ mm Sens X-X :}$$

→ Alors soit des cadres : 6HA8 = 3.02 cm<sup>2</sup>

b) Espacement :

$$S_t \leq \min (h / 4, 12 \phi^{\min}, 30 \text{ cm}) \quad S_t = 15 \text{ cm dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 = 55 \text{ cm} \quad S_t = 20 \text{ cm dans la Zone courante.}$$

- Vérification de la Contrainte :

$$M_s = 523.78 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{523.78 \times 10^6}{6100416.66} (1050 - 550) = 65.4 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

- Le schéma de ferrailage :

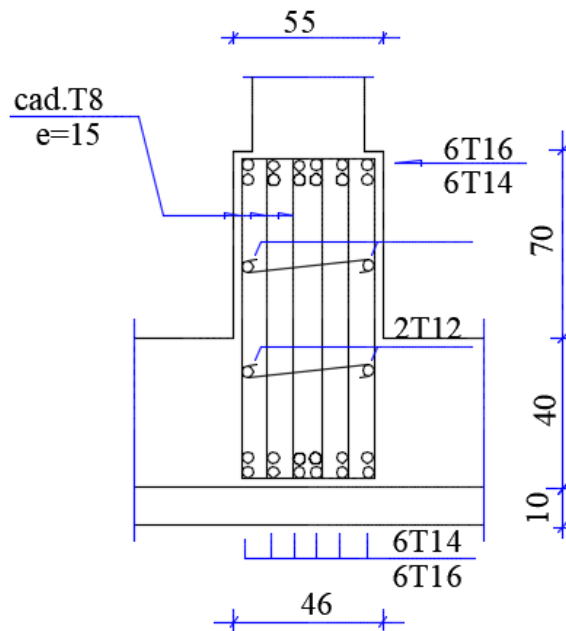
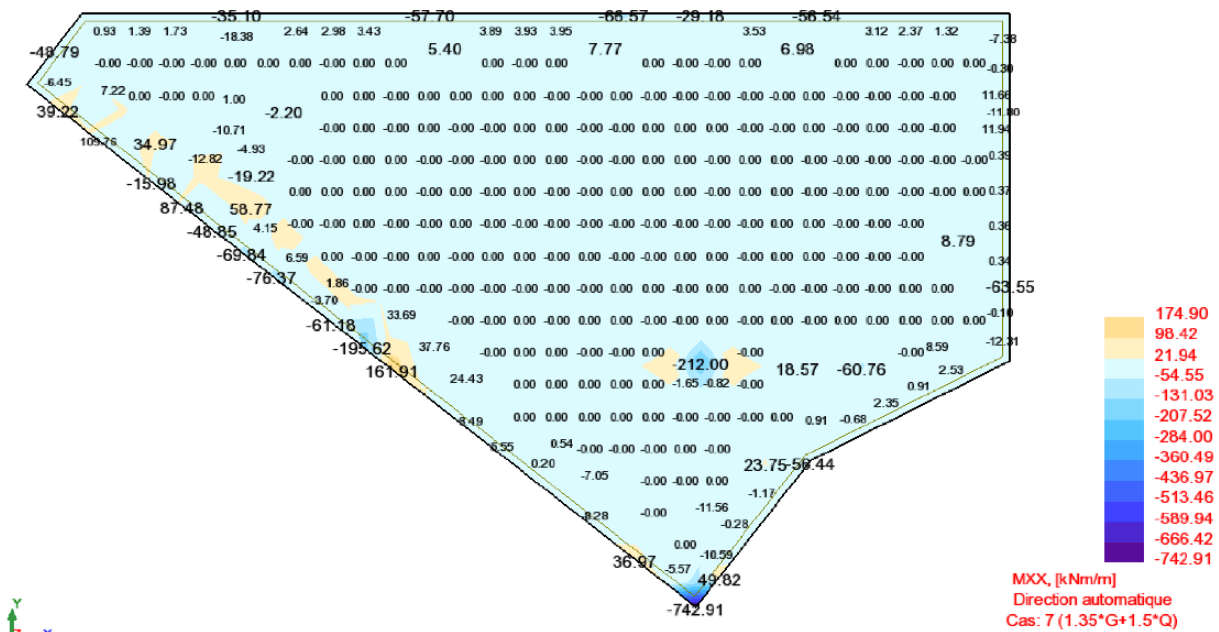


Figure 4.8 Ferrailage de nervures du radier

- La dalle :

- ❖ Sens X-X :



$M_{max} = 174.9 \text{ KN.m}$

$h = 40 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $C = 5 \text{ cm}$  ;  $d = 35 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{174.9 \cdot 10^6}{1000 \cdot 350^2 \cdot 14.16} = 0.101 ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

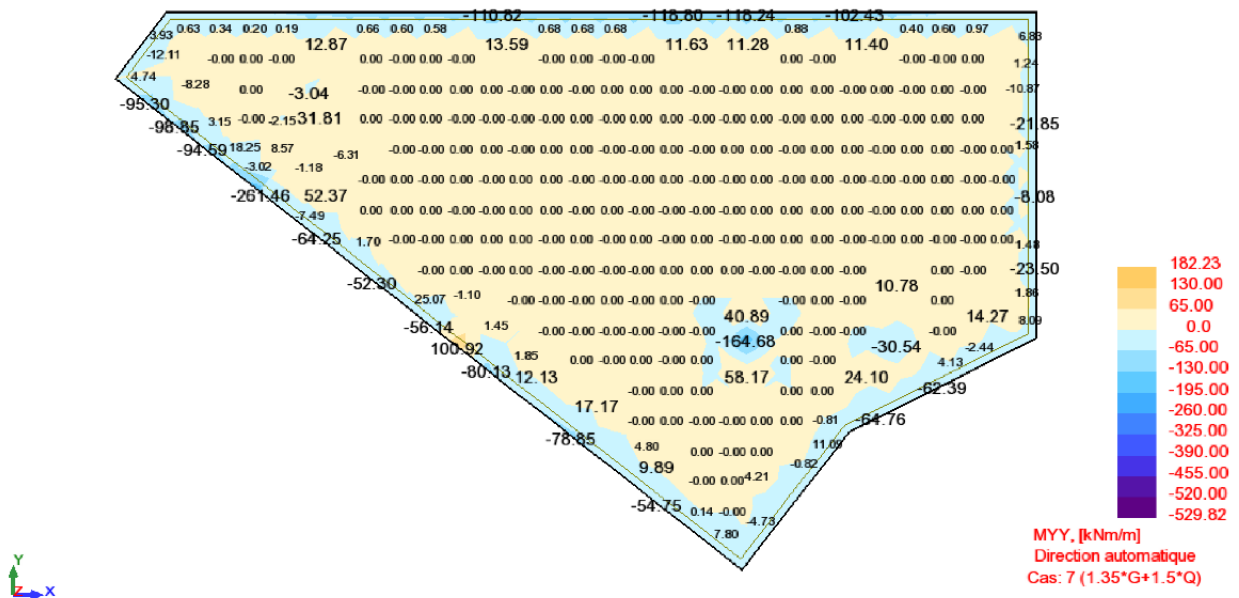
$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.101 \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.101}) = 0.133$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.95$$

$$A_S = \frac{M_u}{\beta d f_{\sigma_s}} = \frac{174.9 \cdot 10^6}{0.95 \cdot 350 \cdot 348} = \underline{1511 \text{ mm}^2} = \underline{15.11 \text{ cm}^2}$$

❖ Sens Y-Y :



$$M_{\max} = 182.23 \text{ KN.m}$$

$h = 40 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $C = 5 \text{ cm}$  ;  $d = 35 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{182.23 \cdot 10^6}{1000 \cdot 350^2 \cdot 14.16} = 0.105 ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l = 0.392 > \mu_{bu} = 0.101 \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.105}) = 0.135$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

$$A_S = \frac{M_u}{\beta d f_{\sigma_s}} = \frac{182.23 \cdot 10^6}{0.96 \cdot 350 \cdot 348} = \underline{1558 \text{ mm}^2} = \underline{15.58 \text{ cm}^2}$$



Donc :

Finalement on optera pour les sections suivantes (sens x-x et sens y-y) :

- ✓ Armatures supérieures = 8HA16/ml
- ✓ Armatures inférieures = 8HA16/ml

- Le schéma de ferrailage :

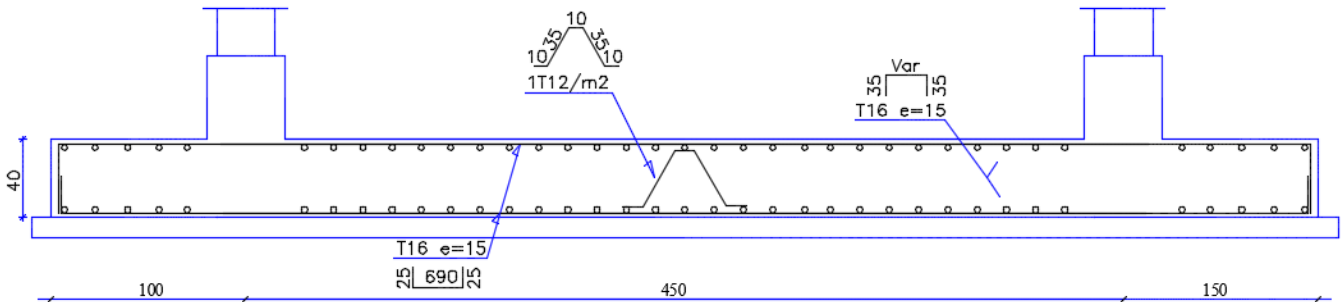


Figure 4.9 Ferrailage de dalle du radier

#### d) Les longrines :

##### - Introduction :

Les longrines sont des éléments apportant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles.

Les longrines sont soumises à des forces axiales de traction.

##### - Pré dimensionnement :

- La hauteur h de la poutre doit être :

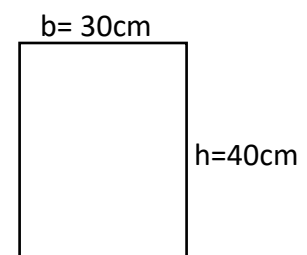
$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{12} \quad \rightarrow \quad \frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{12} \quad \rightarrow \quad 34 \text{ cm} \leq h \leq 42.5 \text{ cm}$$

On adopte : **h= 40 cm**

- La largeur de la poutre :

$$0.3 h \leq b \leq 0.8 h \quad \rightarrow \quad 0.3 (40) \leq b \leq 0.8 (40) \quad \rightarrow \quad 12 \leq b \leq 32$$

On adopte: **b= 30 cm**



- Ferrailage :

- **Etat limite ultime :**

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une forces est égale à :

$$F = N_{u(max)} / \alpha > 20 \text{ KN} \quad (\text{RPA 99 V 2003})$$

Avec :

$\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

$N_{u(max)}$  : l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_{u(max)} = 1377.4 \text{ KN}$$

$$\alpha = 12 \text{ (zone IIa , sol : meuble S3)}$$

$$F = 1377.4 / 12 = 114.78 > 20 \text{ KN} \dots\dots \text{OK}$$

$$A_s = F / \sigma_s = 114780 / 348 = \mathbf{3.3 \text{ cm}^2}$$

- **Etat limite service :**

Si la fissuration est considérée comme non préjudiciable :

$$\sigma_a = \min (2/3 f_e ; 150\eta) \quad ; \quad \eta = 1.6$$

$$\text{Donc : } \sigma_a = 240 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad N_{ser} = 1004.27 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = (N_{ser} / \alpha) / A_s \leq \sigma_a$$

$$\Rightarrow A_s = (N_{ser} / \alpha) / \sigma_a = (1004270/12) / 240 = \mathbf{3.48 \text{ cm}^2}$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq b.d.f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9h = 36 \text{ cm}$$

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

$$A_s \geq 30 \times 36 \times 2.1 / 400$$

$$\rightarrow A_s = \mathbf{5.67 \text{ cm}^2}$$

- **Recommandation de l' RPA 99 V-2003 :**

Le ferrailage minimum doit être de  $0,6 \%$  de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :

$$St \leq \min (20\text{cm}, 15 \Phi L)$$

$$\text{Donc : } As = 0.006(30 \times 40) = 7.2 \text{ cm}^2$$

→ On adopte : **4HA14 + 2HA12 = 8.42 cm<sup>2</sup>**

- **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales adoptés est  $\Phi_t = 8\text{mm}$

$$St = \min (20 \text{ cm} ; 15 \times 1.4)$$

→  $St = 15 \text{ cm}$

- Le schéma de ferrailage :

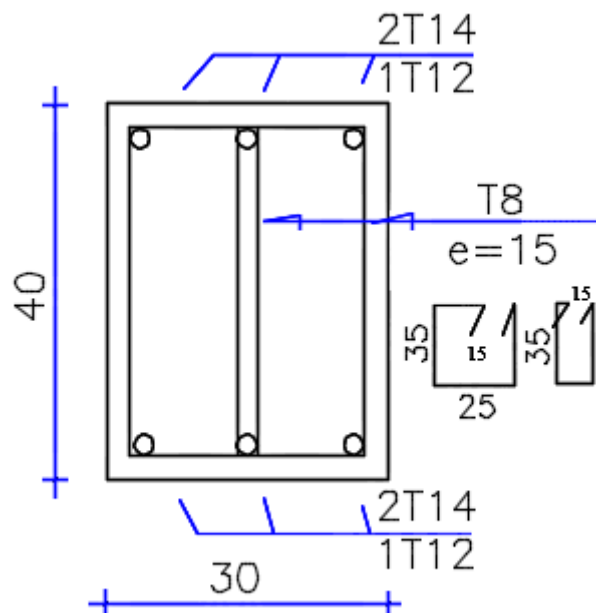


Figure 4.10 Ferrailage de longrine

## Conclusion

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques de calcul et de dessin par logiciels comme le Robot, Auto-CAD et Expert.

Ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et par conséquent la conception de l'ouvrage et elles ont été conduites conformément aux prescriptions réglementaires en vigueur au niveau national, notamment les règles parasismiques Algériennes (RPA 93 version 2003) et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (BAEL91) et CBA 93.

Pour assurer la stabilité et la sécurité d'une structure, il faut la doter du contreventement adéquat en fonction de la hauteur et de l'agressivité sismique du lieu.

Nous avons constaté pour l'utilisation de l'outil informatique, dans un domaine aussi présent et diversifié qui est le génie civil et la construction en générale, il est de nos jours un outil de travail indispensable, et la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

Enfin nous espérons que notre modeste travail sera un bon guide pour les promotions futures.

## Bibliographie

[1] Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 80, Théorie et application, Pierre Charon, E. Eyrolles, 1983.

[2] Documents techniques réglementaires, DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation, Centre National de Recherche appliquée en Génie Parasismique CGS, 1988.

[3] M. Belazoughi, Le béton armé aux états limites, Théorie et application, Office des publications universitaires, 12-89.

[4] Cours de béton armé, BAEL91, Calcul des éléments simples et des structures de bâtiments, J.P. Mougin, Edition Eyrolles, 1992.

[5] D.T.R-B.C.2-41, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.

[6] Maitrise du BAEL91 et des DTU associes, J.Perchat et J.Roux, Edition Eyrolles, 1994.

[7] Béton Armé, BAEL91 et des DTU associes, J.P. Mougin, Edition Eyrolles, 1995.

[8] Cours de béton armé, BAEL91, Calcul des éléments simples et des structures en béton armé, JEAN Pierre mougin, Edition Eyrolles, 1997.

[9] Polycopié, Cours de béton armé, MADI Rafik, Université 8 mai 1945-Guelma, 2014.

[10] Polycopié, Ouvrages en béton, MADI Rafik, Université 8 mai 1945-Guelma, 2014.

Logiciels :

► AUTOCAD 2015.....Dessin

► Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2015.....Calcul

## V. Annexes

### V.1 Annexe 1

### Les coffrages

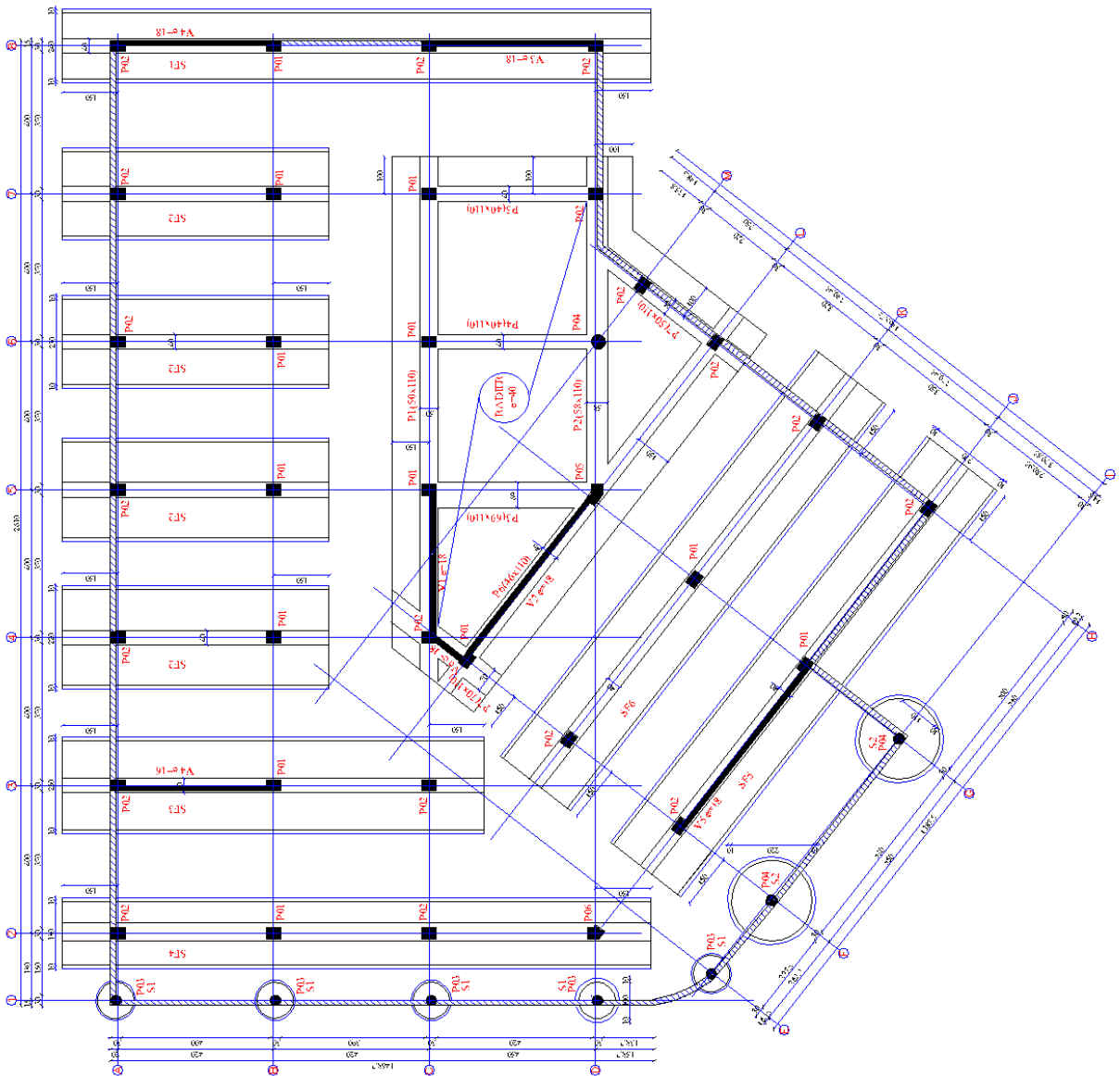


Figure 5.1 Coffrage des fondations

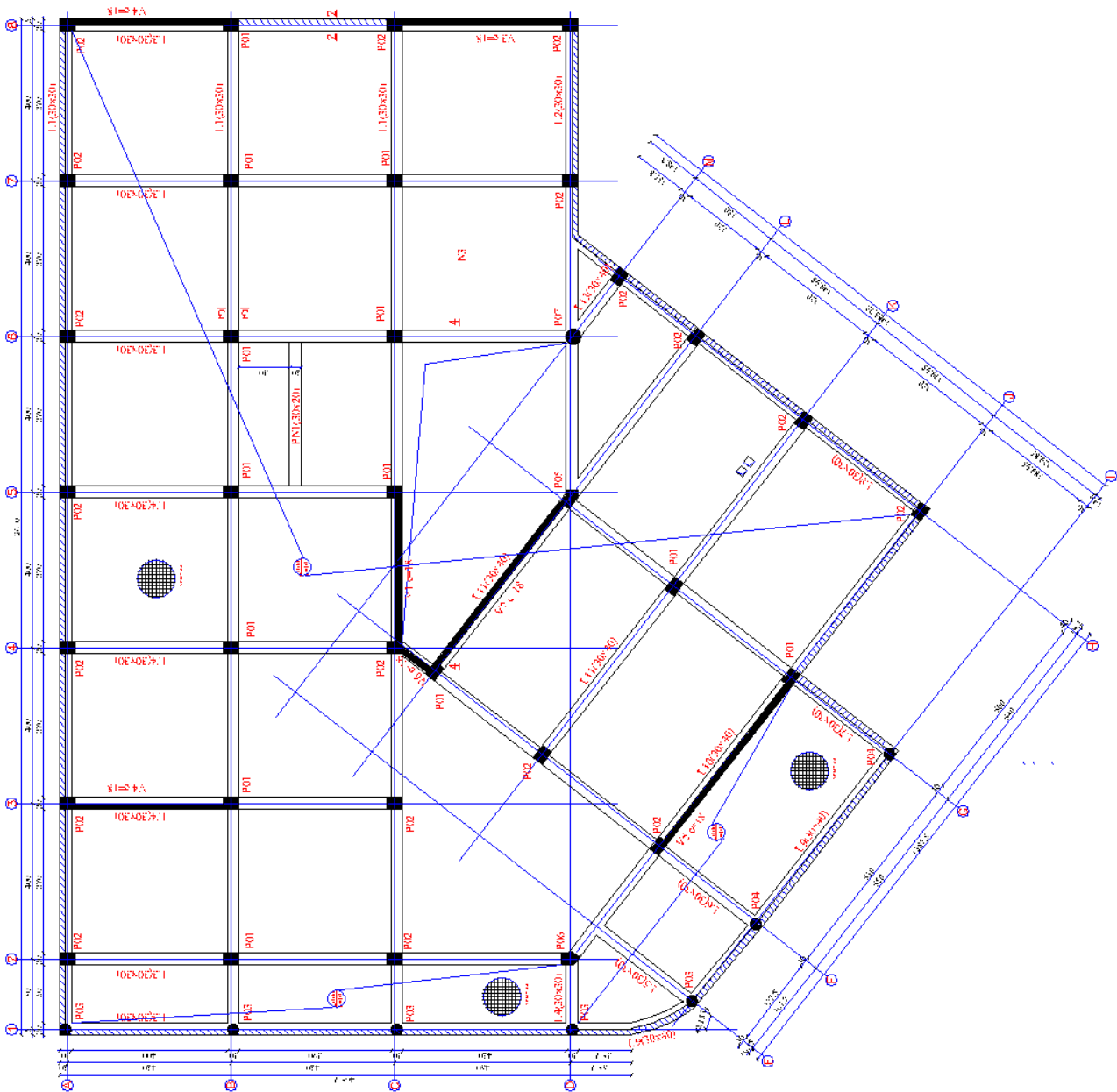


Figure 5.2 Coffrage niv – 3.06

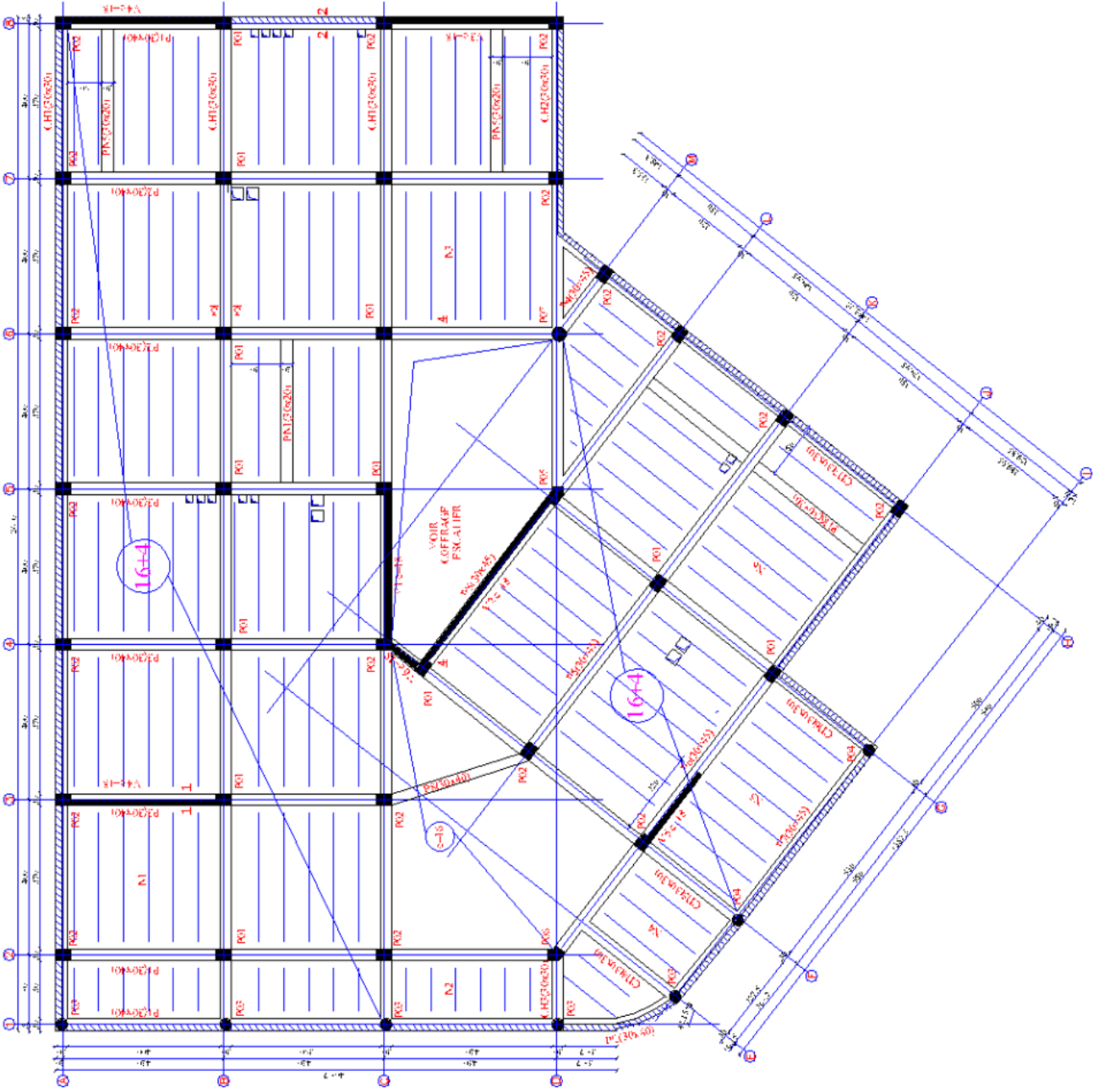


Figure 5.3 Coffrage niv ± 0.00



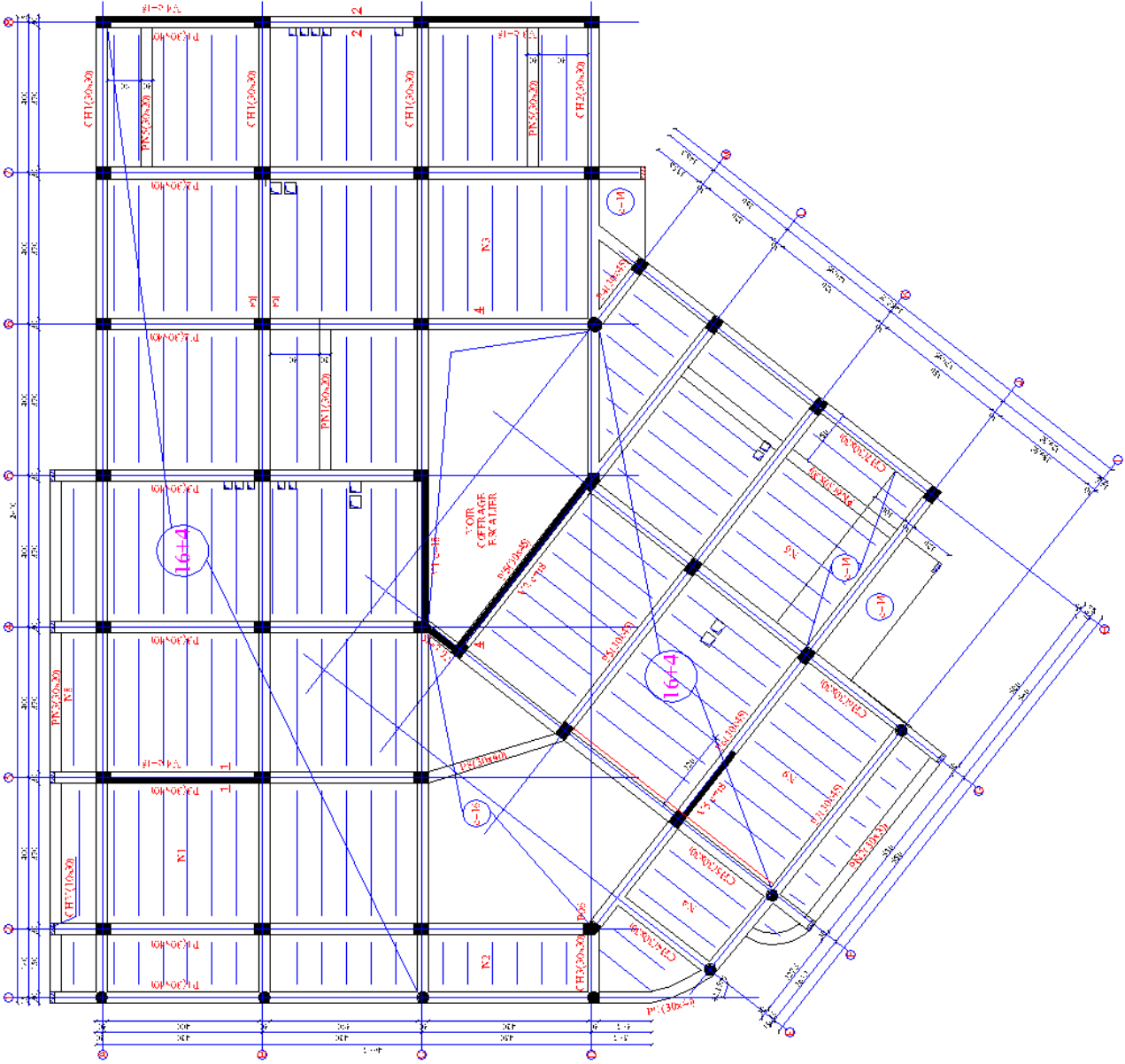


Figure 5.4 Coffrage niv + 4.08

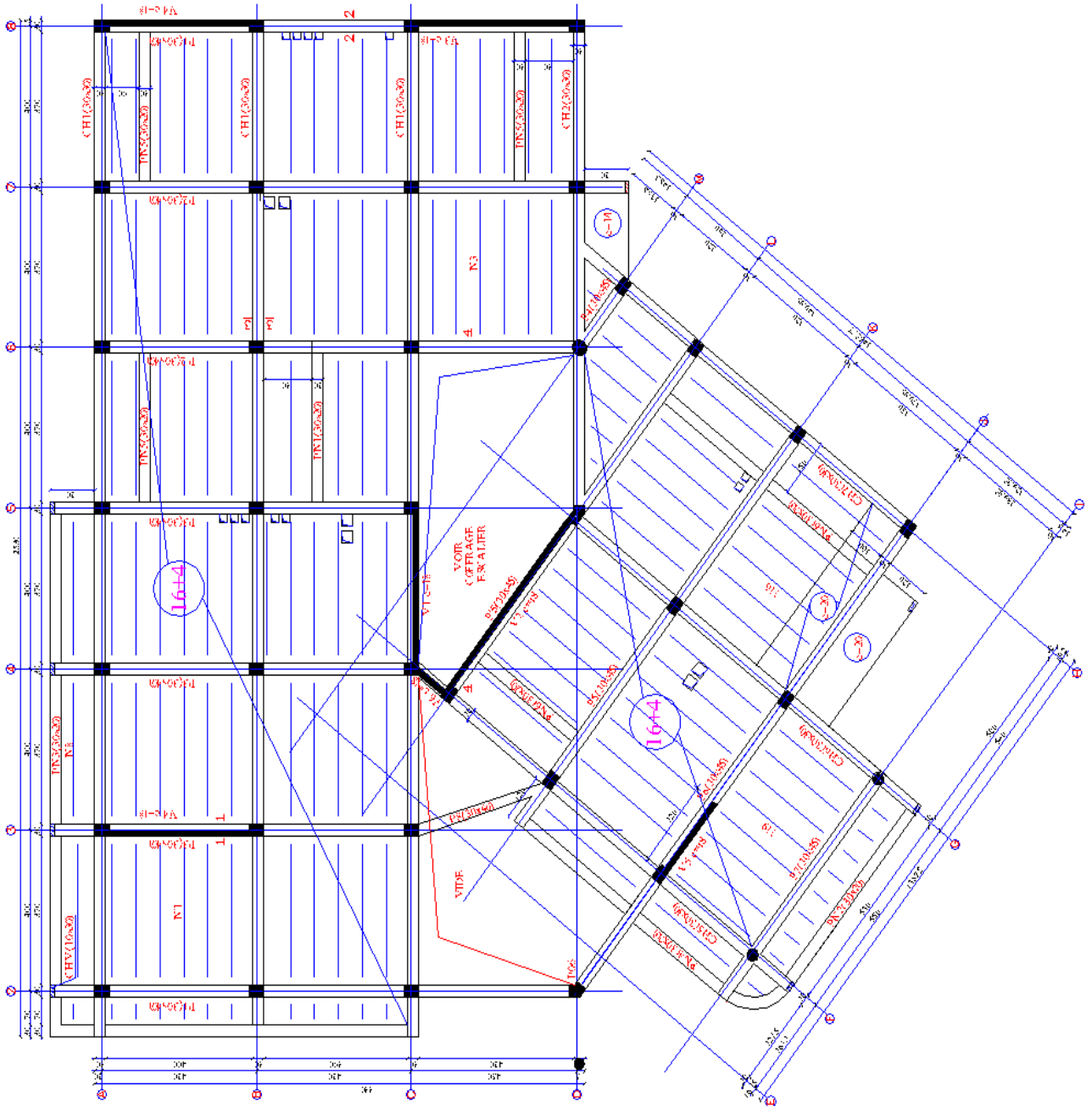


Figure 5.5 Coffrage niv +7.14 ; +10.2 ; +13.26 ; +16.32

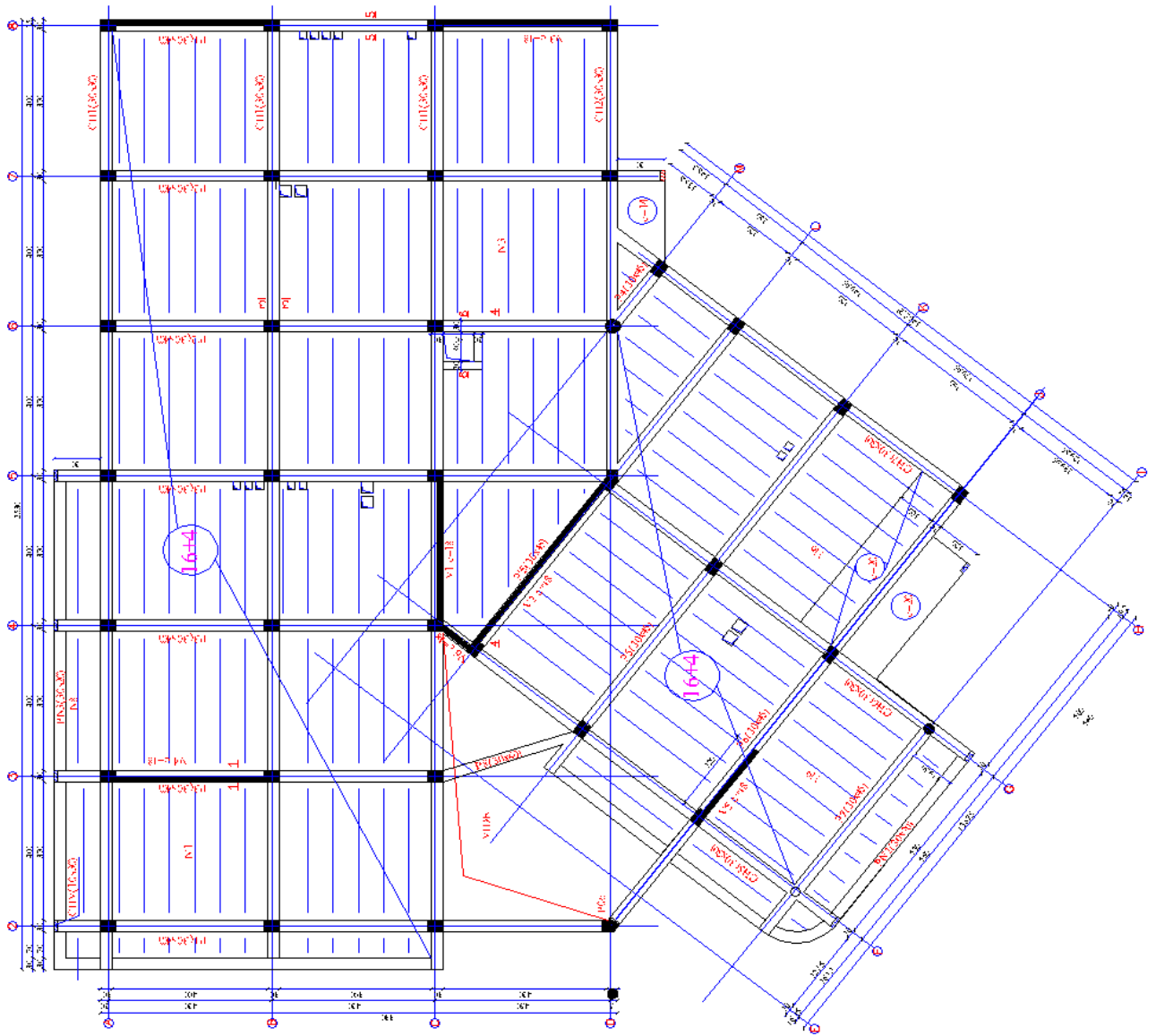


Figure 5.6 Coffrage niv +19.38

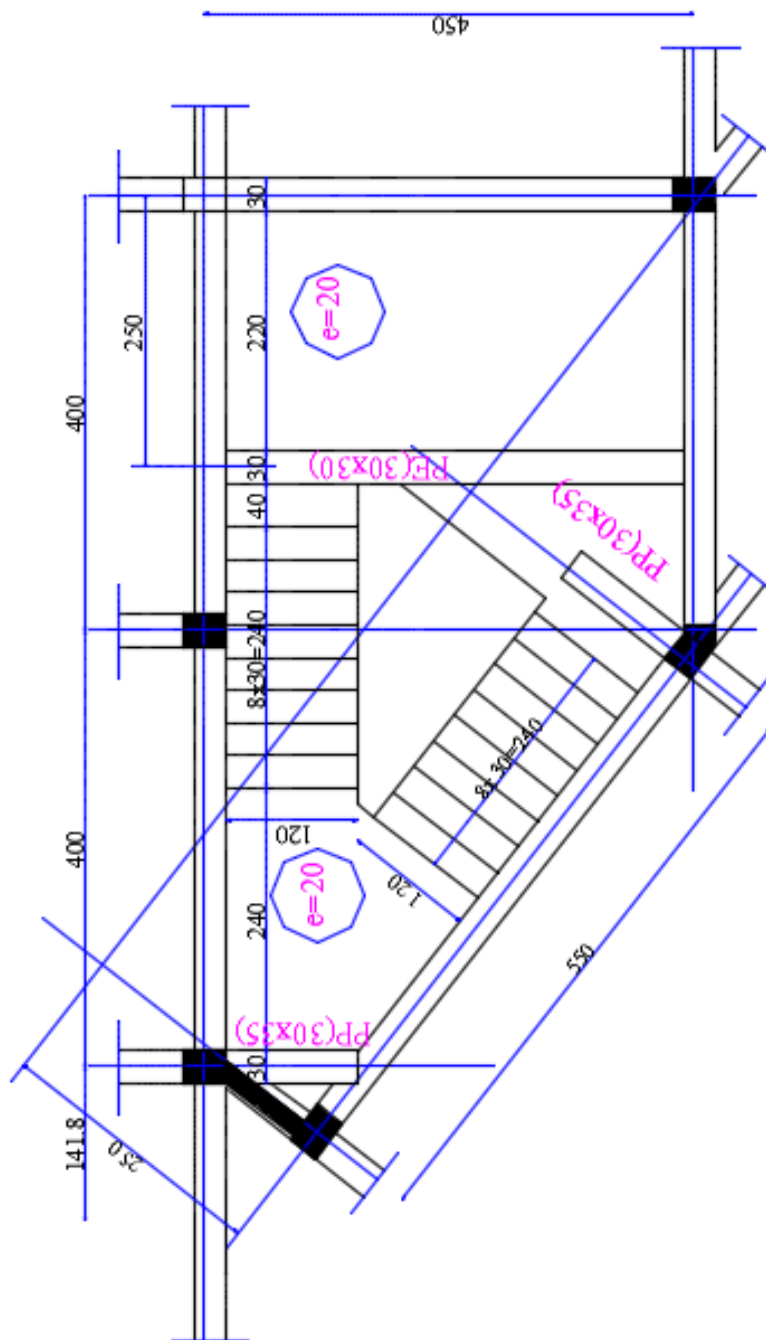


Figure 5.7 Coffrage escalier

V.2 Annexe 2

Les ferrillages

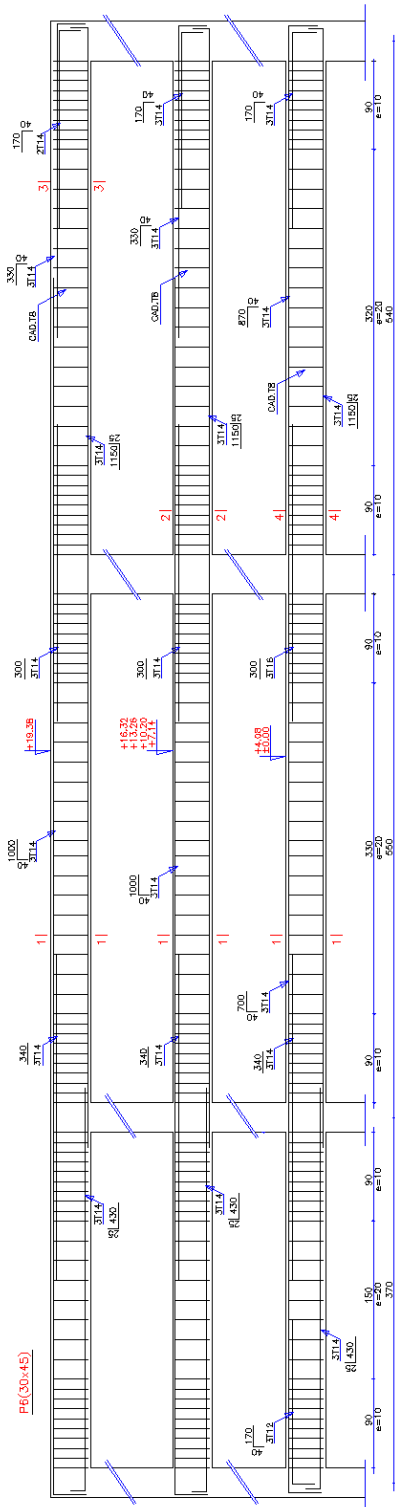


Figure 5.8 Ferrailage de la poutre principale (30x45) cm<sup>2</sup>

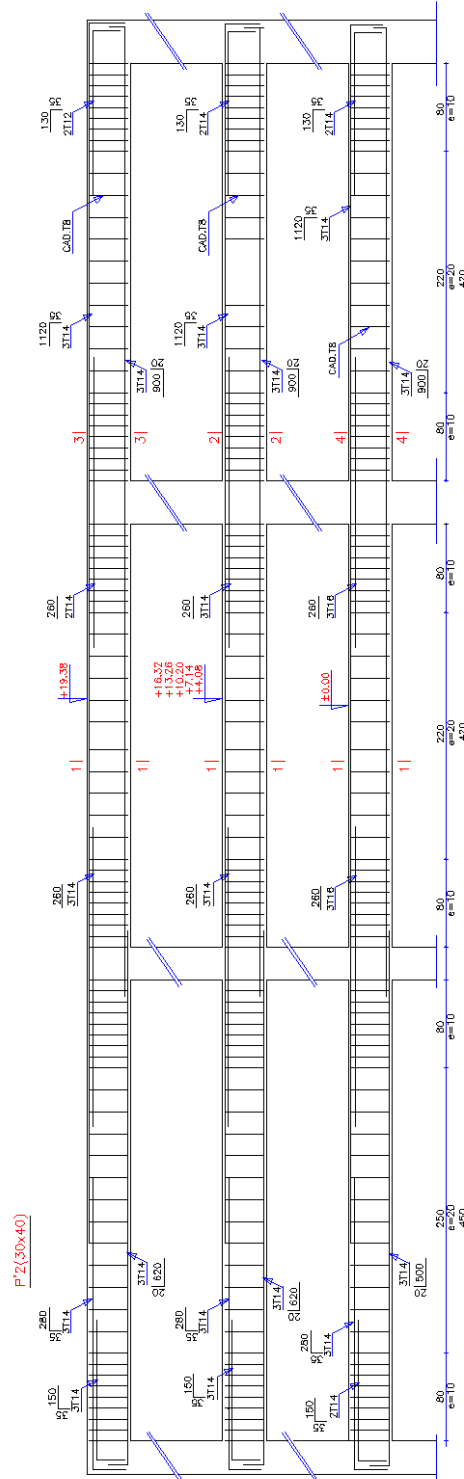


Figure 5.9 Ferrailage de la poutre principale (30x40) cm<sup>2</sup>

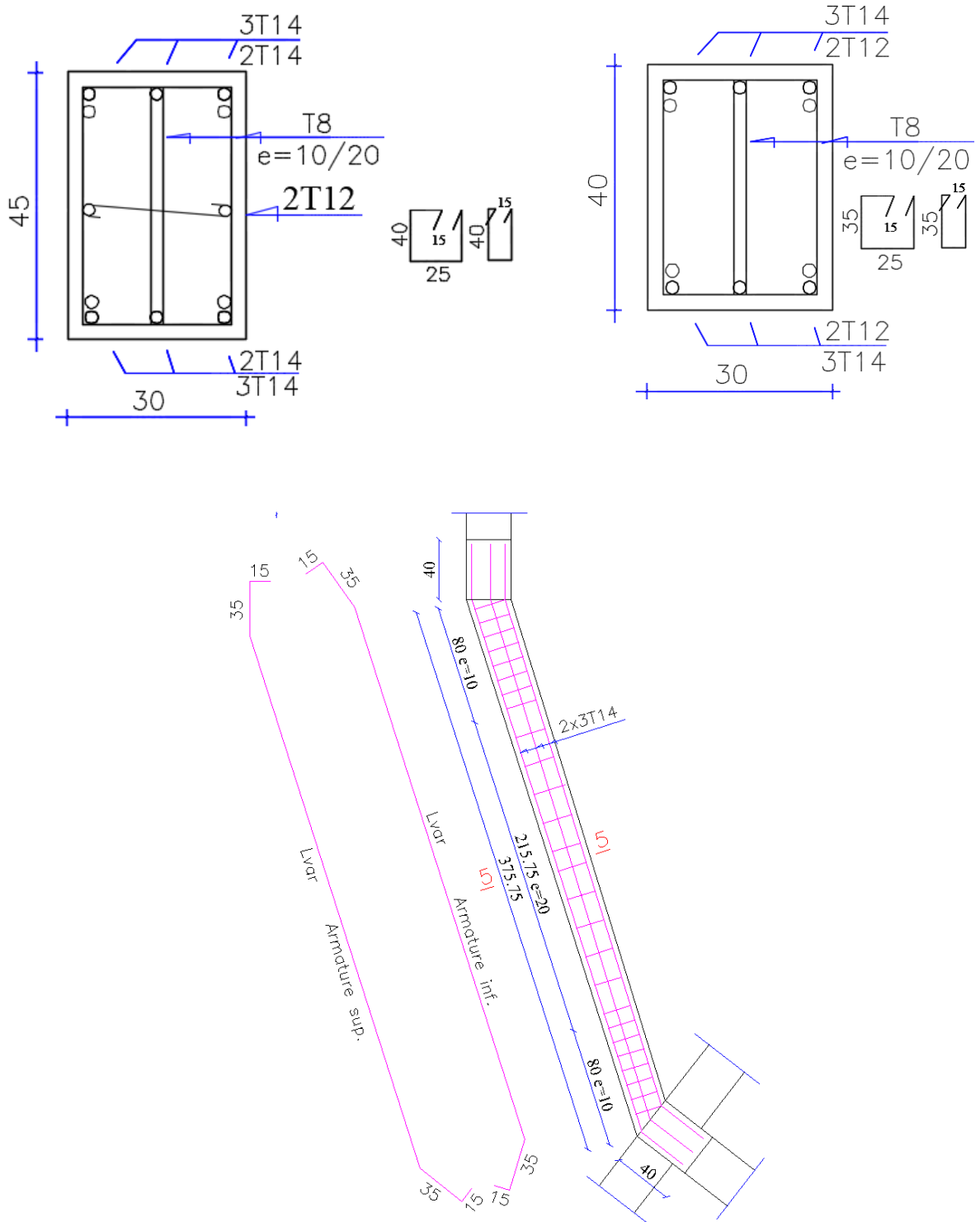


Figure 5.10 Les section de les poutres principale

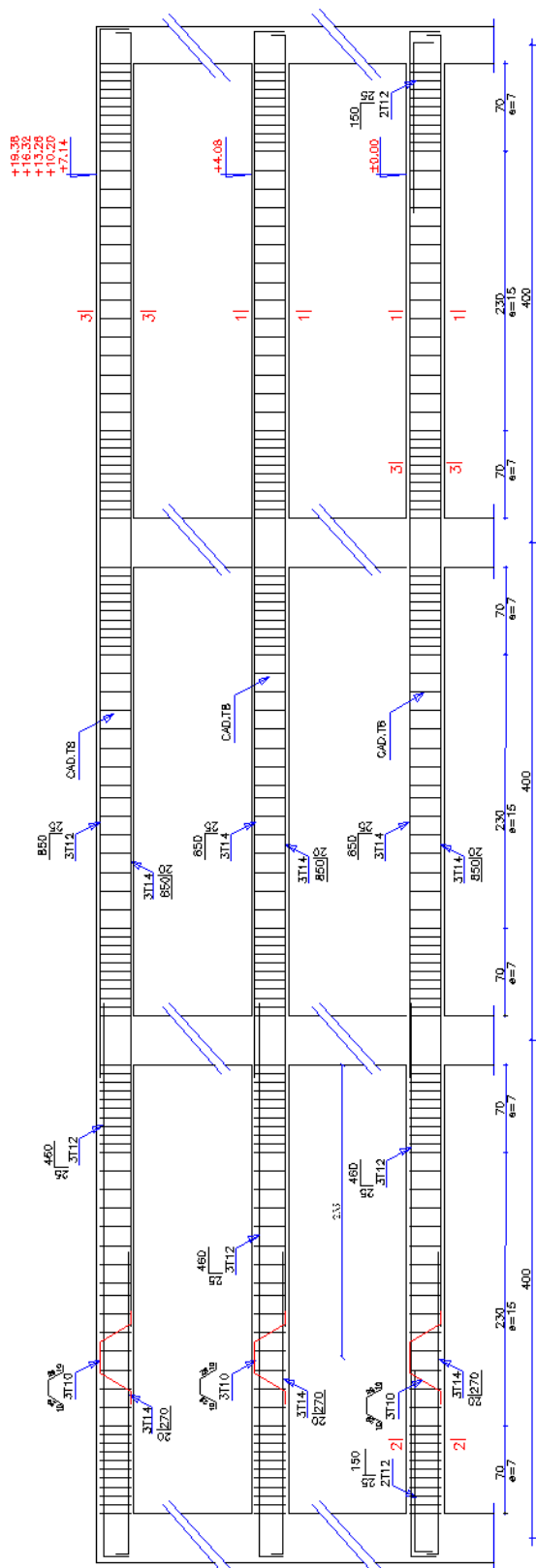


Figure 5.11 Ferrailage de la poutre secondaire (30x35) cm<sup>2</sup>

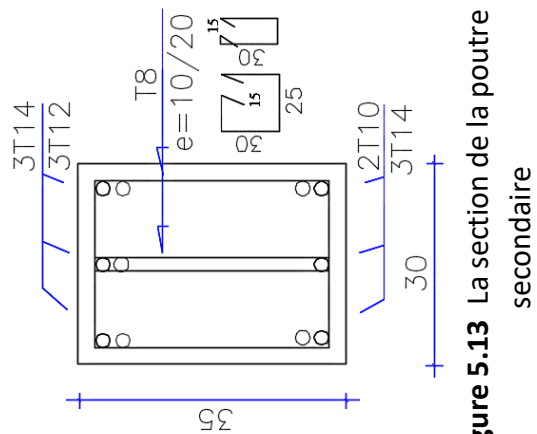


Figure 5.13 La section de la poutre secondaire

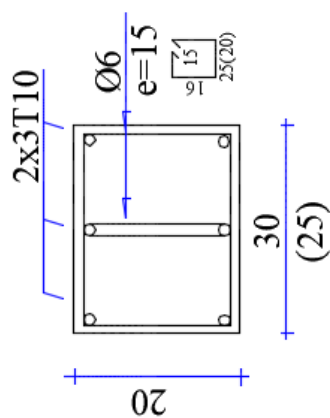


Figure 5.12 La section de la poutre noyée

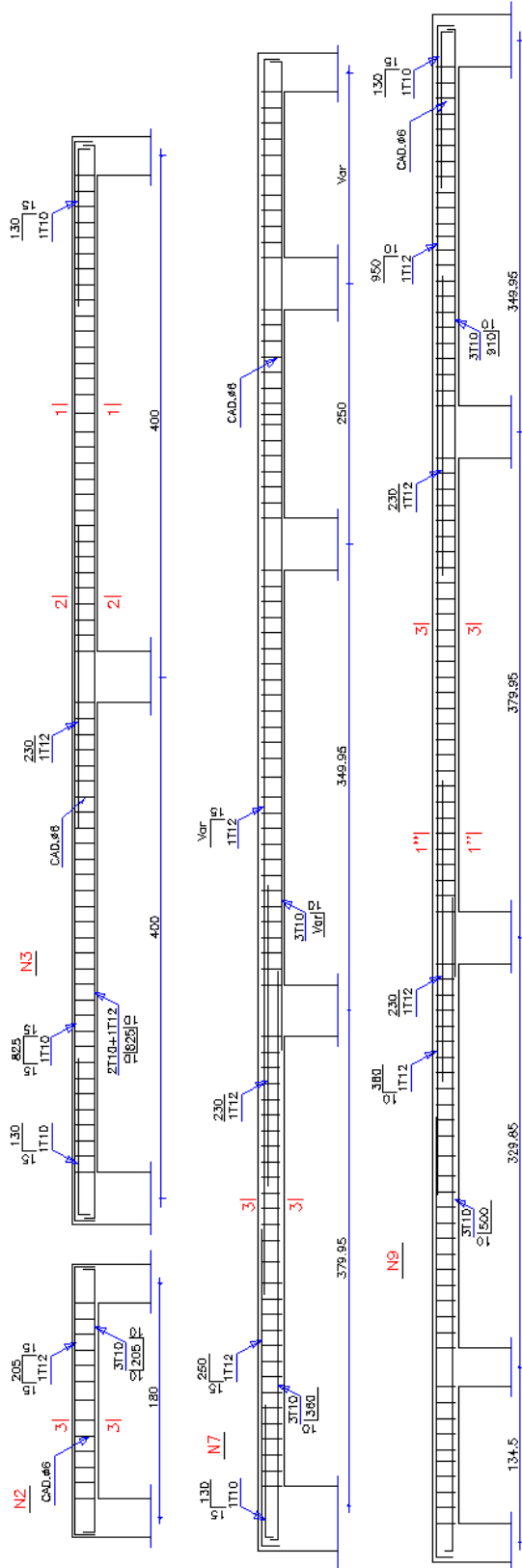


Figure 5.14 Ferrailage de nervure

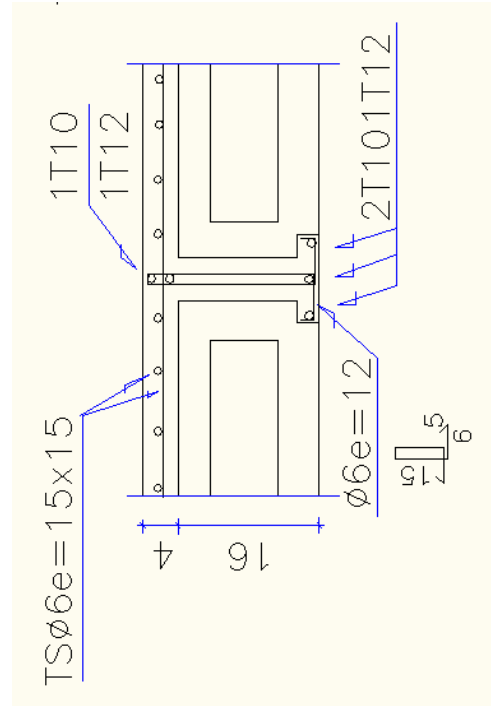


Figure 5.15 Coupe nervure



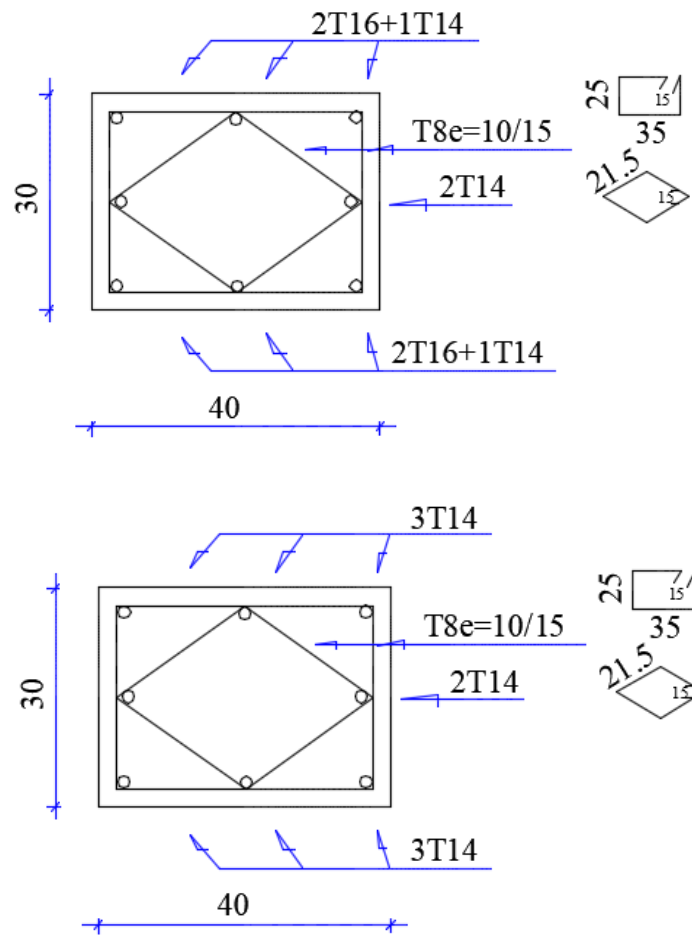


Figure 5.16 Ferrailage les poteaux rectangulaire (30x40) cm<sup>2</sup>

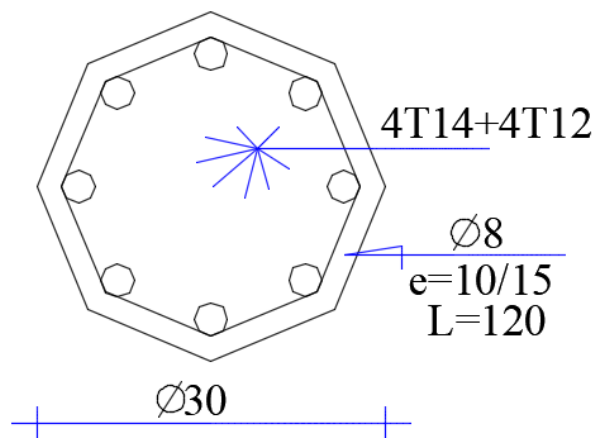


Figure 5.17 Ferrailage les poteaux circulaire (Ø30) cm

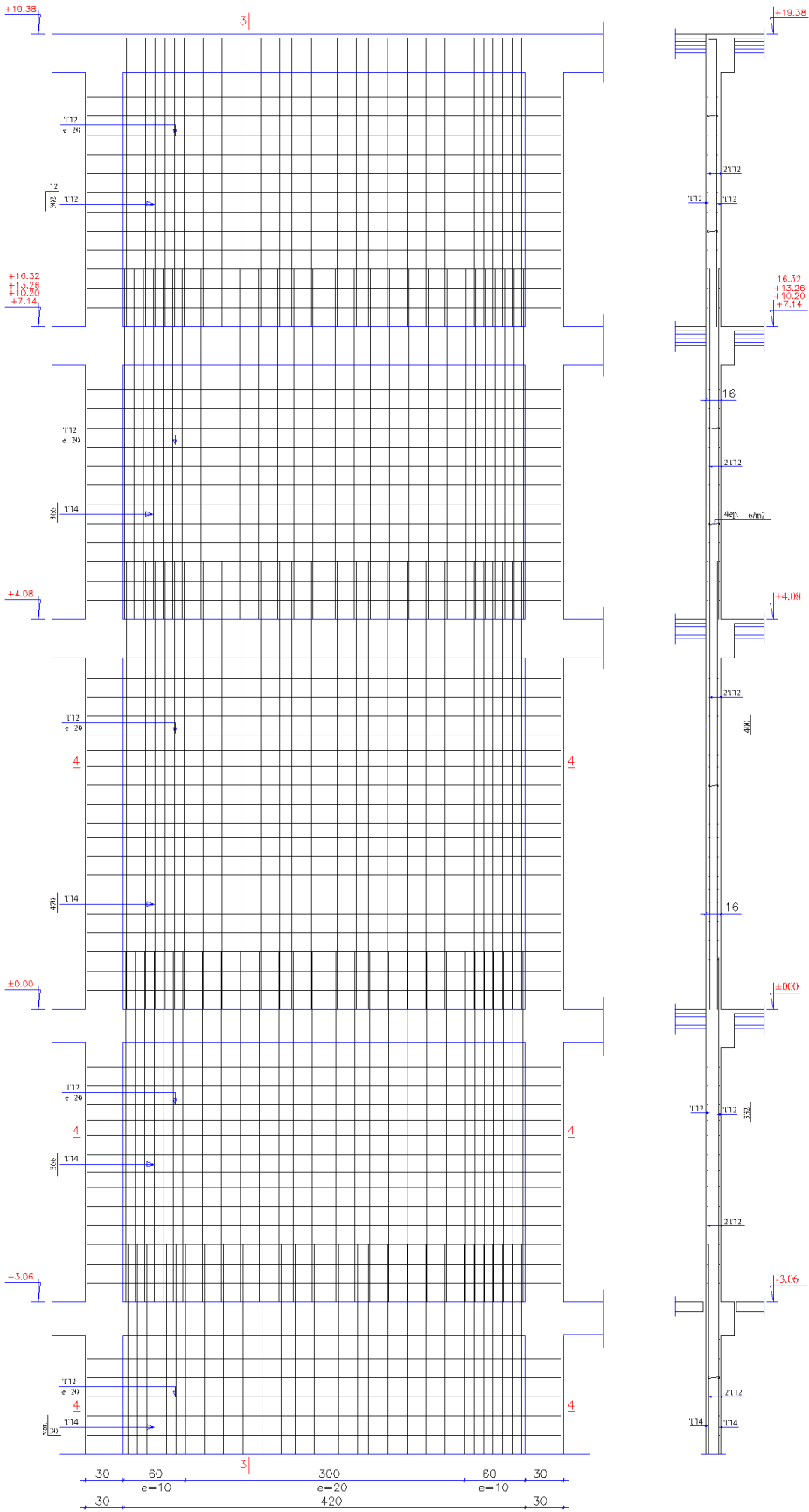


Figure 5.18 Ferraillage de voile

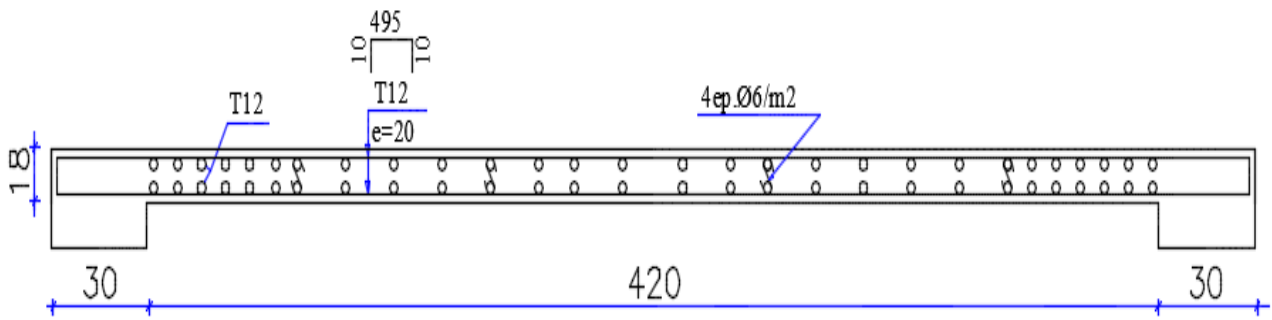


Figure 5.19 Coupe de voile

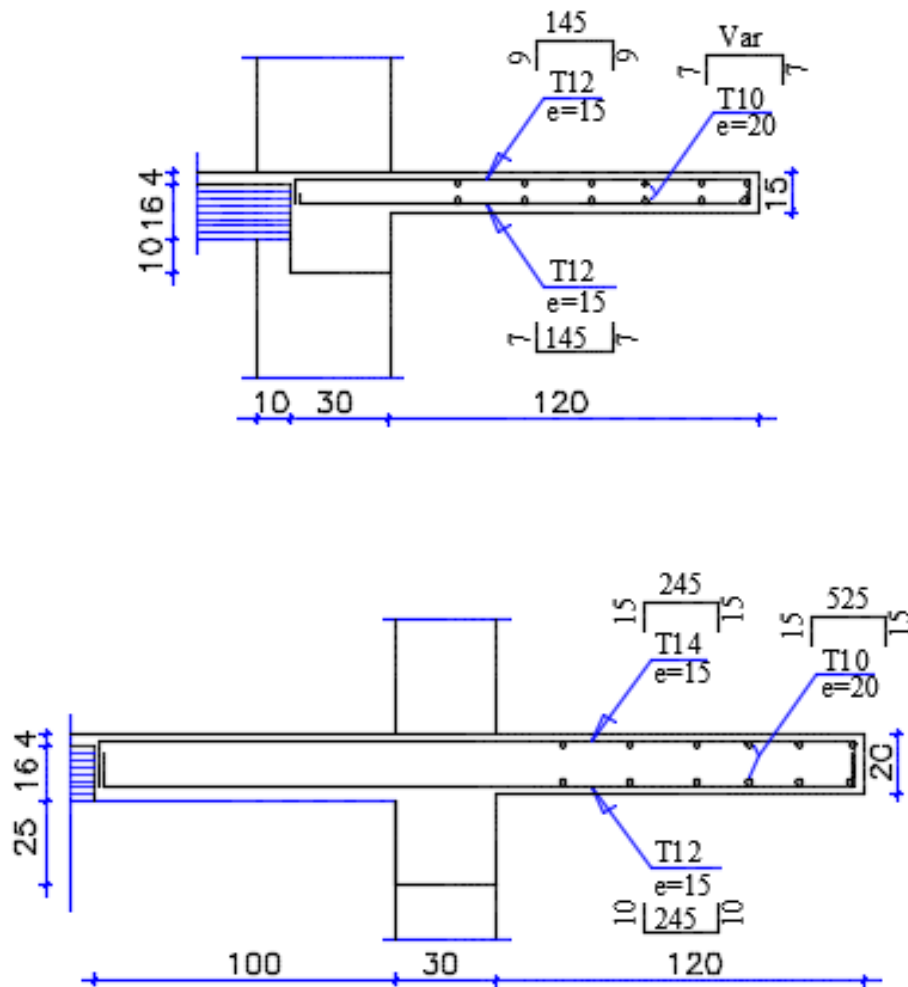


Figure 5.20 Ferrailage des balcons (type 1 et type 2)

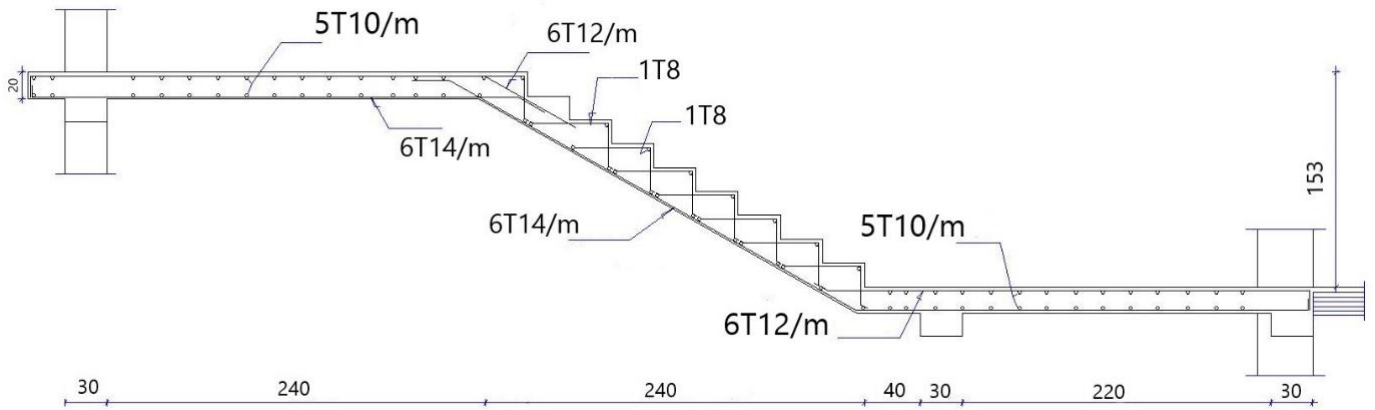


Figure 5.21 Ferrailage d'escalier

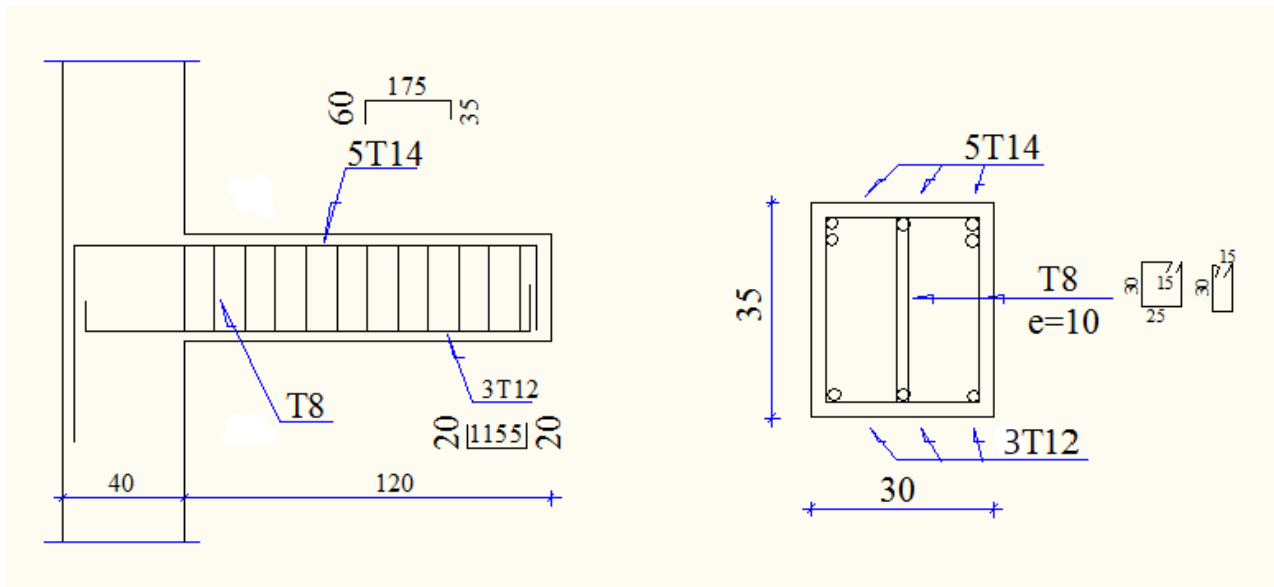


Figure 5.22 Ferrailage de la poutre palière

### SC1(Ø300)

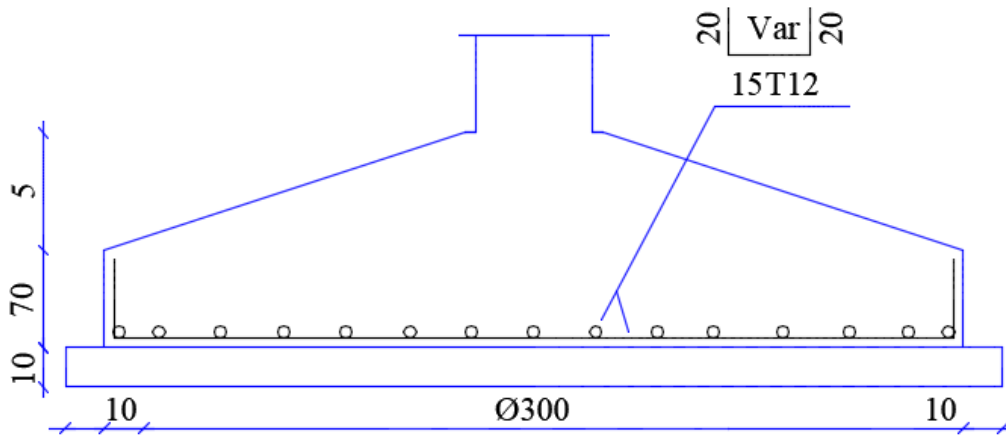


Figure 5.23 Ferrailage Le semelle circulaires isolées sous poteau

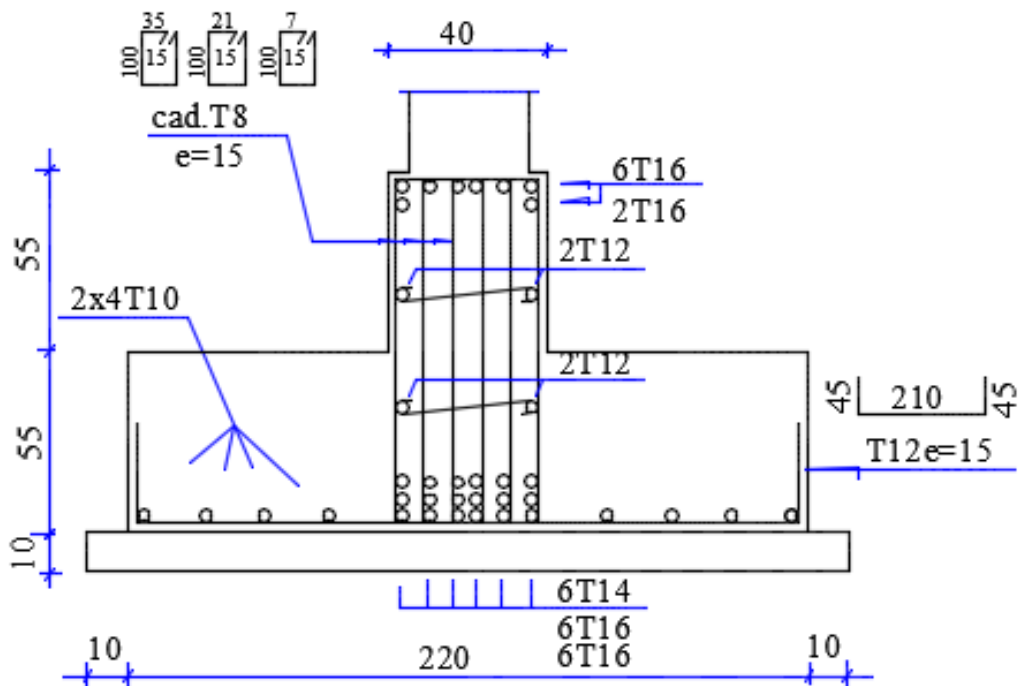


Figure 5.24 Ferrailage les semelles filantes

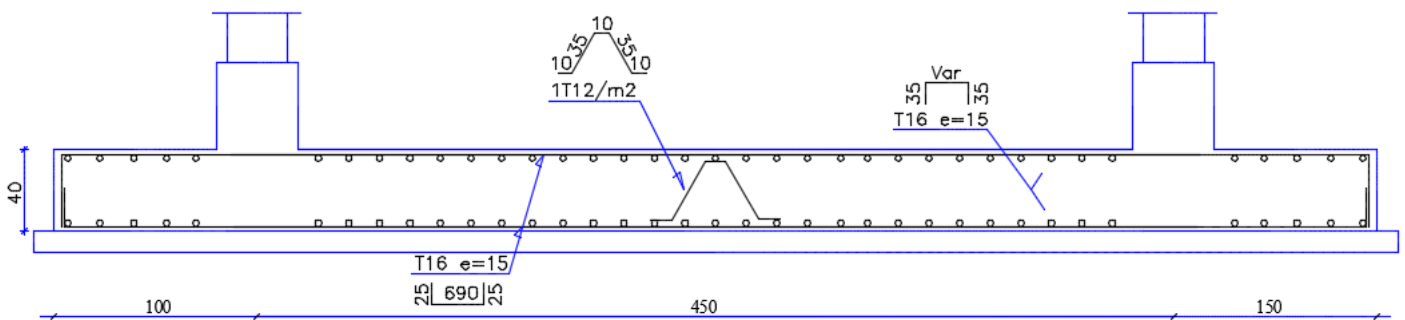
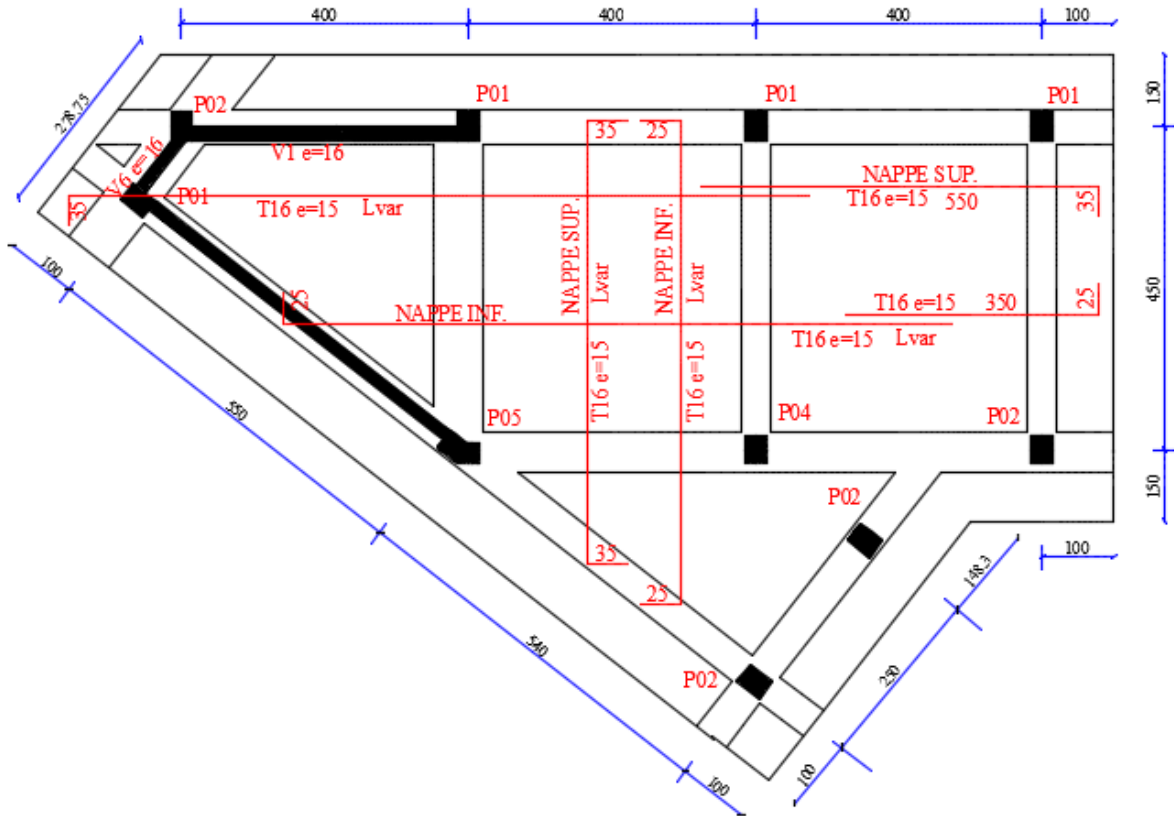


Figure 5.25 Ferrailage de dalle du radier

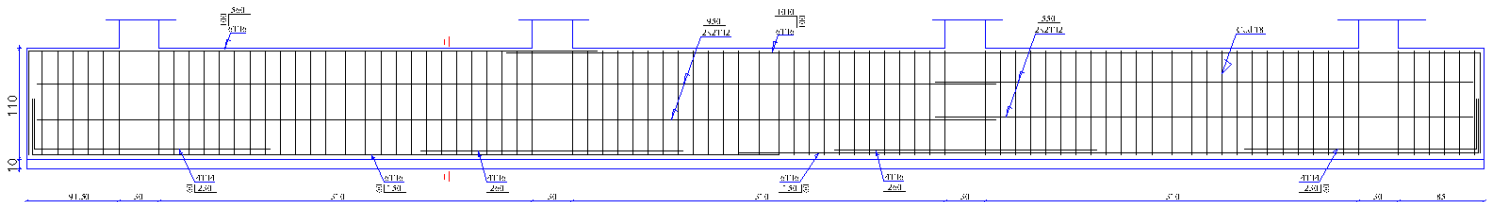


Figure 5.26 Ferrailage de nervures du radier

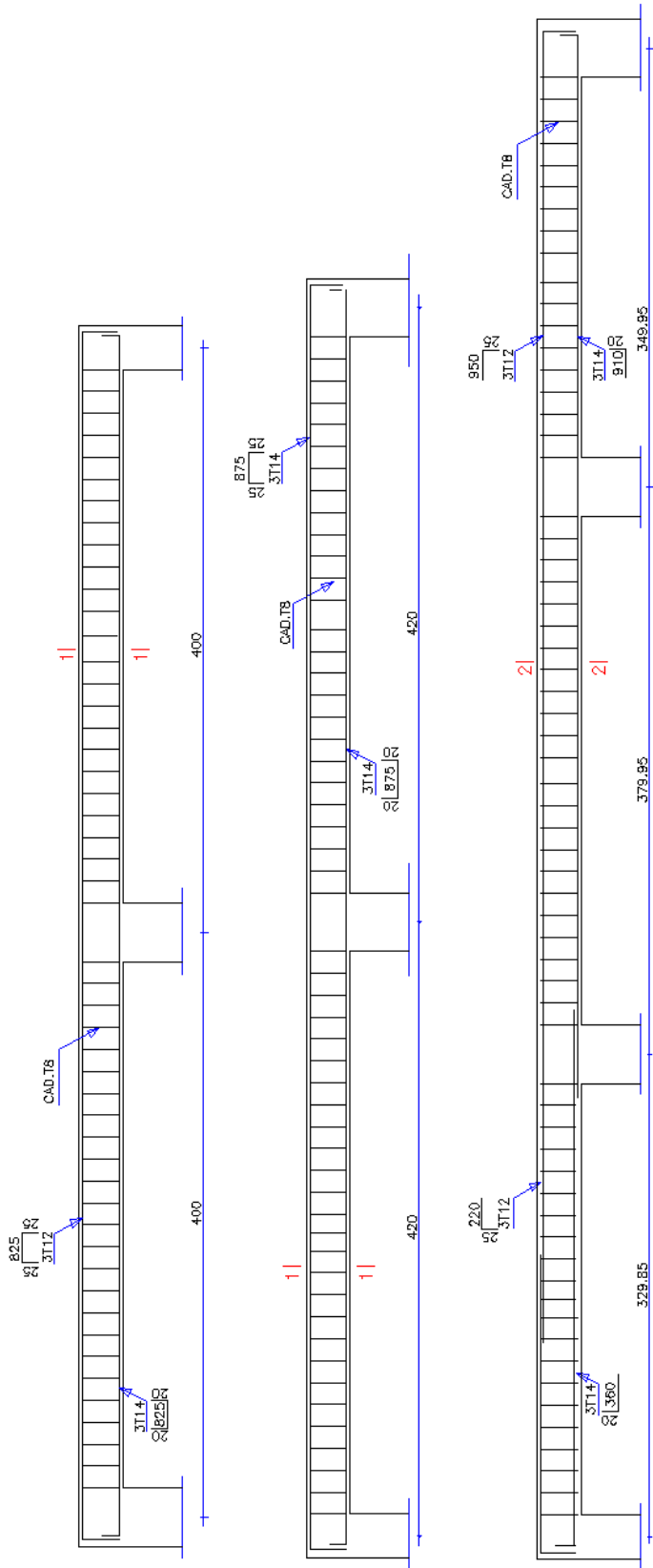


Figure 5.27 Ferrailage de longrine

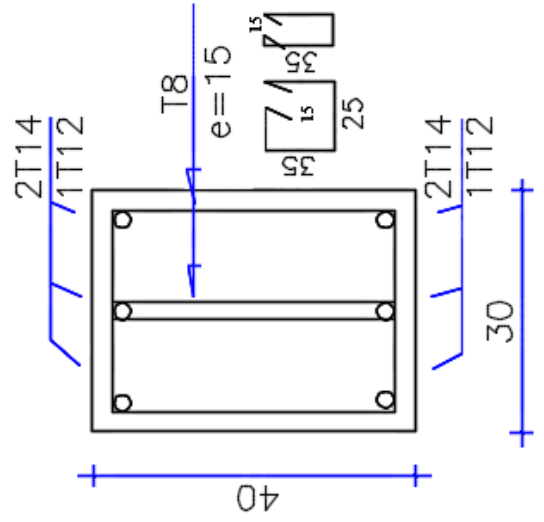


Figure 5.28 Section de longrine