

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master professionnelle en génie civil.
Option : Constructions Civiles et Industrielles.

thème

Étude d'un bâtiment (R+8+charpente en bois)
à usage habitation et commercial
contreventé par voiles
avec l'application du logiciel ETABS.



Etudié par : Mr TAHROUR KHALED
Mr ZERAOUI NAFAA

Dirigé par : Mme YAHIAOUI

PROMOTION 2018/2019



Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier avant tout dieu de nous avoir donnée la force, la patience et le courage pour mener ce projet a terme.

Nos remerciement vont aussi à nos parents et familles respectives, pour l'amour et la force qu'ils nous transmettent constamment chaque jour.

Nous tenons a exprimé notre sincère gratitude pour notre promoteur Mme YAHIAOUI de nous avoir encadrée, pour son apport inestimable, qu'elle trouve dans ce travail un hommage vivant a sa propre personne.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres des jurys qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Notre reconnaissance s'étend également au corps professoral, administratif et les enseignants du département génie civil.

Dédicaces

*À ma mère, mon père, ma sœur, mon frère a toute ma famille, à mes cousins ; je vous porte dans mon esprit, dans mon âme et dans mon cœur, a tous mes être chers, vous qui veillez sur moi et qui faites mon bonheur, je n'aurais pas assez de mots, je vous dois tout dans ce bas monde.
A mon binôme NAFAA et toute sa famille.*

KHALED

*Sans oublier mes amis Merzouk, Ghiles, hamza, massi, kaci, aziz, kader, aissa, sofiane, billal, yacine, hakim, moumouh, aziz H , samir et sofiane , smail, hcen.
Mes collègues universitaires rouaf ,slimane, ahmed , adel, nacer , kinouz, nadia, malika, asma, dyhia , lysa , souad, lili,
Arach nu virage, arach n touares, arach n la casse, arach n mirabeau en general.*



Dédicaces

Je dédie ce travail :

*A mes très chers parents **AREZKI** et **CHERIFA** à ceux que je dois tout*

*A mes grands parents **MOHAMMED** et **FATMA***

*A mon frère **YACINE***

*A mes sœurs **YACINA** , **FADHILA** et **FARIDA***

*A mes neveux **SYPHAXE** , **AKSIL***

*A ma nièce **SARAH**(Sallillii)*

Ames beaux frères

*A tout la famille **ZERAOUI***

A tous mes amis

A tous mes collègues de la promotion 2018/2019

*A tous les habitants de village **TAZRART** .*

NAFAA



SOMMAIRE

➤ INTRODUCTION

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et des matériaux

| | |
|---|---|
| I.1) Introduction..... | 1 |
| I.2) Dimensions de la structure..... | 1 |
| I.3) Eléments de l'ouvrage..... | 2 |
| I.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux..... | 3 |

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

| | |
|--|----|
| II.1) Introduction | 9 |
| II.2) Plancher corps creux..... | 9 |
| II.3) Pré dimensionnement des poutres..... | 10 |
| II.4) Pré dimensionnement des voiles..... | 12 |
| II.5) descente de charges..... | 13 |

Chapitre III : Calcul des éléments

| | |
|--|----|
| III.1) Calcul de charpente en bois | 21 |
| III.2) Calcul la salle machine | 28 |
| III.3) Calcul des planchers | 36 |
| III.4) Calcul des Escaliers | 49 |
| III.5) Calcul la poutre palière | 65 |
| III.6) Calcul de des balcons..... | 72 |
| III.7) Calcul d'acrotère | 76 |

Chapitre IV : Etude du contreventement

| | |
|---|-----|
| IV.1) Introduction..... | 82 |
| IV.2) inerties des voiles..... | 82 |
| IV.3) Calcul des rigidités au niveau des portiques..... | 83 |
| IV.4) Calcul des rigidités des voiles par niveaux..... | 91 |
| IV.5) Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends..... | 92 |
| IV.6) Comparaison des inerties des voiles et des portiques..... | 108 |

SOMMAIRE

Chapitre V : Modélisation de la structure

| | |
|---------------------------------------|-----|
| V.1) Introduction..... | 113 |
| V.2) Concept de base de la M.E.F..... | 113 |
| V.3) Description d'ETABS..... | 113 |
| V.4) les Etapes de modélisation..... | 114 |

Chapitre VI : Vérifications des exigences du RPA

| | |
|--|-----|
| VI.1) Vérification de la période empirique..... | 120 |
| VI.2) Vérification de l'excentricité..... | 121 |
| VI.3) Vérification du pourcentage de participation de la masse modale..... | 123 |
| VI.4) Justification du système de contreventement..... | 124 |
| VI.5) Vérification de l'effort tranchant à la base..... | 125 |
| VI.6) Vérification des déplacements relatifs | 128 |
| VI.7) Vérification du déplacement maximal de la structure. | 129 |
| VI.8) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta | 129 |
| VI.9) Spécification pour les poteaux..... | 130 |

Chapitre VII : Ferrailage des éléments

| | |
|-------------------------------------|-----|
| VII.1) ferrailages des poteaux..... | 131 |
| VII.2) ferrailages des poutres..... | 149 |
| VII.3) ferrailages des voiles | 162 |

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

| | |
|---|-----|
| VIII.1) Introduction..... | 177 |
| VIII.2) Choix de fondations | 179 |
| VIII.3) Etude de radier général | 192 |
| VIII.4) Vérifications | 186 |
| VIII.5) Ferrailage du radier général..... | 190 |
| VIII.6) Vérifications a l'ELS | 208 |

➤ CONCLUSION

INTRODUCTION

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts, Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'une tour (R+8+charpente en bois) contreventée par voile, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

I.1) Introduction

Notre projet consiste en l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+8 à ossature mixte, à usage d'habitation et commerciale. Ce dernier sera implanté à Tizi Ouzou qui est classée selon le RPA 99/ VERSION 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) et groupe d'usage 2 .

Ce bâtiment comporte :

- Rez- de- chaussée (RDC) à usage multiple.
- Les 08 étages courants à usage d'habitation.
- Une charpente en Bois.
- 01 cage d'escalier.
- 01 cage d'ascenseur.

La contrainte admissible du sol, évaluée par un laboratoire de géotechnique, est : $\sigma = 2 \text{ bars}$

I.2) Dimensions de la structure:

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont les suivantes :

- La longueur totale du bâtiment :.....**22,60m**
- La largeur totale du bâtiment :.....**18,20m**
- La hauteur de Rez de Chaussée**4.59m**
- La hauteur d'étage courant :.....**3,06m**
- La hauteur totale y compris la charpente :.....**32.65m**

I.3) Eléments de l'ouvrage:**a) Ossature :**

Notre ouvrage est en ossature mixte, composée de poteaux, de portiques longitudinaux et transversaux et des voiles disposés dans les deux sens.

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

b) Planchers:

- Les planchers sont des éléments de la structure constitués de corps creux qui ont pour fonctions :
- supporter et transmettre les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
 - Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

c) Dalle pleine en béton armé:

Les dalles pleines en béton armé coulées sur place pour les portes à faux, les balcon, et au niveau des escaliers (paliers).

d) Toiture :

La toiture en bois constituée de pannes, de cheverons, de liteaux et de tuiles.

e) l'acrotère :

Elle sera réalisée en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse.

f) Maçonnerie:

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

- Les murs extérieurs et les murs de séparation entre logements en doubles cloisons réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.
- Les murs intérieurs en briques creuses de 10m d'épaisseur.

g) Escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulé sur place.

h) Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voile en béton Armé

i) Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux.

j) Coffrage :

On opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage classique en bois pour les portiques.

k) Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

- Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance.

I.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux:**I-4-1) Béton:**

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par laboratoire ; il est défini du point de vu mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie ; le dosage en ciment ; la qualité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Pour la réalisation de la structure, le béton utilisé est dosé à **350 kg/m³** de ciment portland artificiel **325(CPA 325)**.

a) Résistance caractéristique à la compression f_{cj}

La résistance à la compression se mesure par compression axial de cylindres droits de révolution (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) de 16 cm de diamètre et 32 cm,

Le béton évolue avec le temps à 28 jour la résistance à la compression est dit: résistance caractéristique à la compression et, noté f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (Art A2.1, 11 B.A.E.L 91):

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ en Mpa ; pour $f_{c28} \leq 40MPa$,
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$ en Mpa ; pour $f_{c28} \geq 40MPa$.

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25$ MPa.

b) Résistance caractéristique à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots \dots \dots \text{si } f_{c28} \leq 60MPa \text{ (Art -2.1, 12)}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \dots \dots \dots \text{si } f_{c28} > 60MPa$$

Ainsi pour notre cas on aura :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

c) Contraintes limites:

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le B.A.E.L99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. On distingue deux états limite.

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Il est relatif à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture).
- Stabilité de forme (pas de flambement).

- **Etats limites de service (ELS) :**

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- Etats limites d'ouverture des fissures.
- Etats limites de service de déformation.

c-1) Contrainte limite ultime de résistance à la compression f_{bu} :

Elle est calculée selon l'article [Art A.4.3,41/BAEL 91 modifié 99] comme Suite:
 $f_{bu} = 0,85 \cdot f_{c28} / \theta \gamma_b$ [Mpa]

Avec:

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure.

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

Pour : $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ on aura $f_{bu} = 14,2$ MPa

Pour : $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ on aura $f_{bu} = 21,74$ Mpa

c-2) La contrainte limite de service à la compression :

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité.[Art A.4.3,41/BAEL 91 modifié 99]

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en Mpa, à 28 jours}$$

$$\text{avec } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

c-3) Diagrammes contraintes déformation du béton : [Art A.4.3,41/ BAEL 91 modifié 99]

Le diagramme contraint (σ_{bc}) déformation (ε_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole – rectangle ».

En compression avec flexion, les déformations relatives du béton sont limitées à 3,5‰.

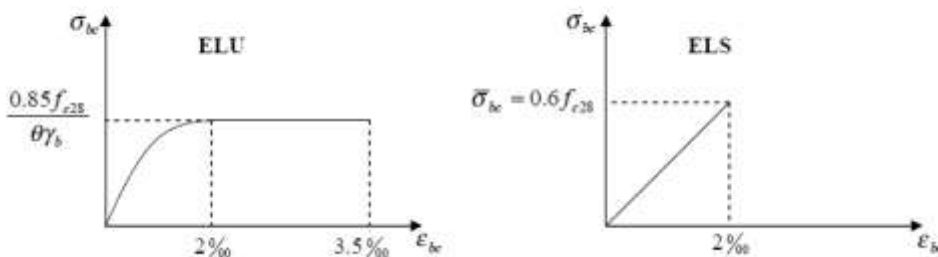


Figure I.1 : Diagrammes de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELU et ELS.

$0\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{‰}$ compression pure.

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$ compression avec flexion. Avec ε_{bc} : Raccourcissement du béton.

c-4) Contrainte limite de cisaillement:

Elle est donnée selon [Art 5.1, 1 /BAEL91 modifié 99] par la formule :

$$\tau_u = V_u/bd$$

Avec : V_u : Effort tranchant dans la section étudiée.

b : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile.

$\tau_u = \min [0,13.f_{c28} ; 5 \text{ MPa}]$ pour **une fissuration peu nuisible.**

$\tau_u = \min [0,10.f_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$ pour **une fissuration préjudiciable ou très préjudiciables.**

d) Modules d'élasticité:

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

d-1) Module de déformation longitudinale instantanée du béton (Article :A.2.1.21/BAEL 91)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égal à:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en Mpa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$.

d-2) Module de déformation longitudinale différée du béton (Article: A.2.1,22/ BAEL 91 modifié 99) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa.}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_v = 10819 \text{ MPa}$.

d-3) Module d'élasticité transversale:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \text{ en MPa.}$$

μ : coefficient de poisson,

E : module de YOUNG.

e) Coefficient de poisson (article : A.2.1, 3 / BAEL 91 modifié 99) :

C'est le rapport entre déformations transversales et longitudinales.

$\nu = 0,2$: à l'état limite de service.

$\nu = 0$: à l'état limite ultime.

I-4-2) Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, On utilisera deux types d'acier :

- Les aciers de haute adhérence HA FeE400
- Les treillis soudés TS520

a) Module de déformation longitudinale: [Art A.2.2, 1 /BAEL91 modifié 99]

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier : $E_s = 200000$ MPa.

b) Contraintes limites :

- **Contrainte limite ultime** : l'acier est utilisé à sa limite élastique avec un coefficient de

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.5 \mapsto \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$\bar{\sigma}_{st} = 384$ MPa pour les HA.

- **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- **Fissurations peu nuisibles :**

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

- **Fissurations préjudiciables :**

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

-Fissurations très préjudiciables :

Dans ce cas là, on note :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1.6$ pour les adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta= 1.3$ pour les HA<6mm

$\eta =1.0$ pour les aciers ronds lisses.

c) Diagrammes des contraintes déformation de l'acier : [ArtA.2.2,1/BAEL91modifié99]

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant :

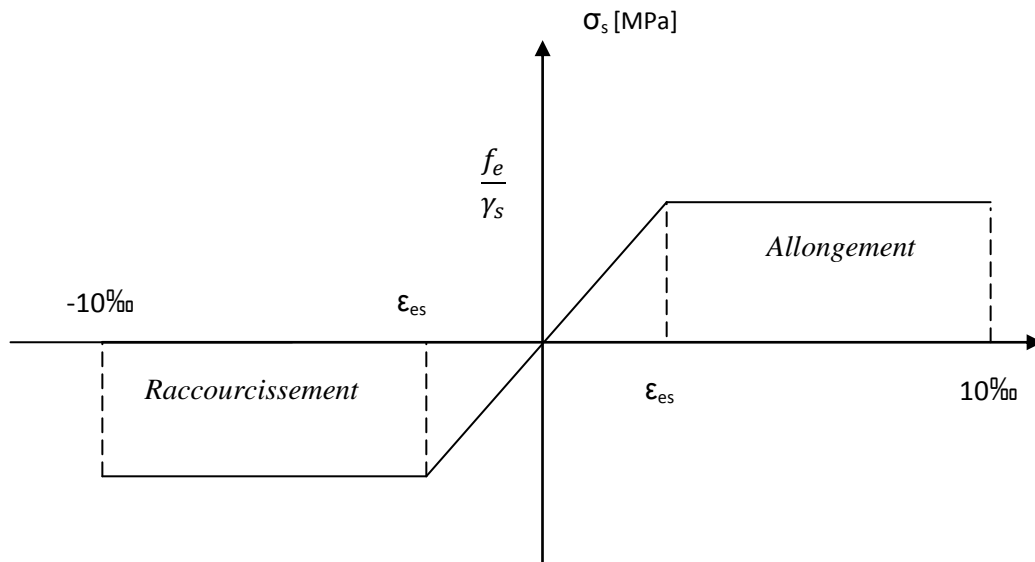


Figure I.2 : Diagramme contraintes déformations de l'acier.

d) Protection des armatures : [Art A.7.1 / BAEL91modifié99]

Pour protéger les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, en plus d'un excellent bétonnage, on doit aussi veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes :

- **C ≥ 5cm** pour les ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3cm** pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).
- **C ≥ 1cm** pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations.

II.1) Introduction

Le pré dimensionnement des éléments consiste à définir les d'une manière général les différentes dimensions de la structure on se basant sur les règles RPA99 version 2003

II.2) Plancher en corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués de :

- Nervure appelée **poutrelle** qui assure la fonction de portances, disposées suivant l'axe de la petite portée.
- Remplissage en corps creux utilisés comme coffrage perdu et isolant phonique et thermique.
- Une dalle de compression en béton de 4 à 5 cm d'épaisseur.

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculé pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage, ne soient pas trop élevées afin de ne pas occasionner de désordres aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui même.

La hauteur du plancher est donnée par la norme suivante: (BAEL 91 modifiées 99 / Art B.6.8,424)

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

L_{\max} : portée libre de la plus longue travée.

h_t : hauteur totale du plancher.

le RPA exige $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa on prend $\min = 25 \text{ cm}$

$$L_{\max} = 310 - 25 = 285 \text{ cm}$$

Par suite :

$$h_t \geq \frac{285}{22.5} = 12.67 \text{ cm}$$

Ainsi, on opte pour un plancher de $h_t = 20 \text{ cm}$; soit un plancher de (16+4).

Avec : Epaisseur du corps creux : 16 : Epaisseur de la dalle de compression : 4cm.

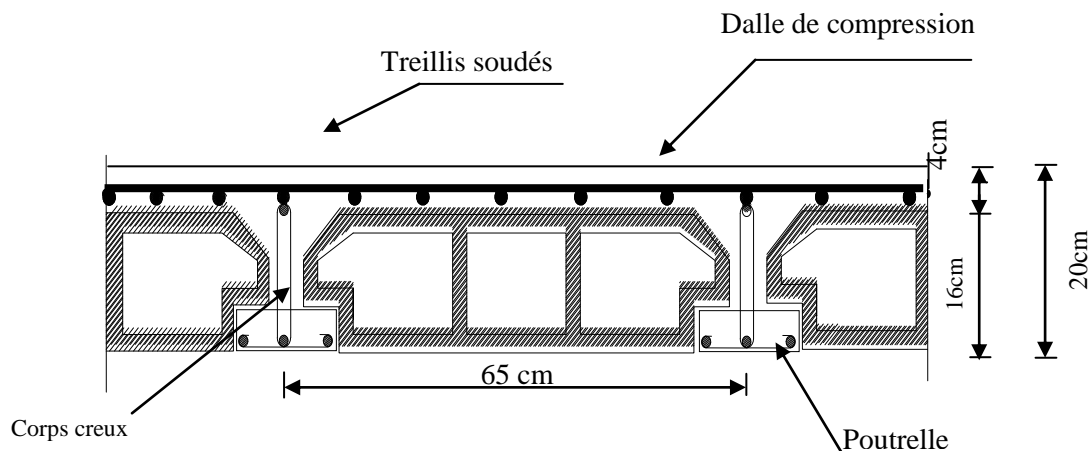


Figure II.1: Coupe verticale du plancher.

II.3) Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est : L'acheminement des charges et des surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

*Choix des sections des poutres selon les formules empirique préconisé par le **BAEL 91 modifié 99** et vérification selon **RPA 99 version 2003**.

*Vérification de la flèche pour la section choisie.

*Condition de rigidité.

D'après le : [RPA2003-Art 7-5-1], les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes : $h \geq 30\text{cm}$

$b \geq 20\text{cm}$

$h/b \leq 4$

$b_{\max} \leq 1,5h + b_1$ avec b_1 : largeur minimale exigée par les poteaux (25cm)

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

L : portée maximum entre nus.

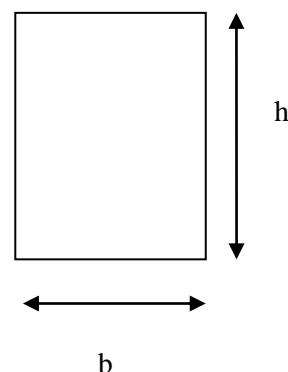


Figure II.2: schéma de la poutre

1) Poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses.

$$L = 510 - 25 = 485\text{cm}$$

$$\frac{485}{15} \leq h \leq \frac{485}{10} \Rightarrow 32.3\text{cm} \leq h \leq 48.5\text{cm} \quad \text{Soit } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \quad \text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$

2) Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elle assure le chainage

$$L = 310 - 25 = 285\text{cm}$$

$$\frac{285}{15} \leq h \leq \frac{285}{10} \Rightarrow 19\text{cm} \leq h \leq 28.5\text{cm} \quad \text{Soit } h = 30 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$

3) Vérification des conditions exigées par le RPA :

| Conditions | Poutres principales | Poutres secondaires | Vérification |
|----------------------------|---------------------|---------------------|--------------|
| $h \geq 30 \text{ cm}$ | 40 cm | 30 cm | Vérifiée |
| $b \geq 20 \text{ cm}$ | 30 cm | 30 cm | Vérifiée |
| $h/b \leq 4$ | 1.33 | 1 | Vérifiée |
| $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$ | 40 < 85 | 30 < 70 | Vérifiée |

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA

Conclusion :

Poutres principales (30x40) cm².

Poutres secondaires (30x30) cm².

II.4) Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet d'un chargement horizontal (séisme...) d'une part, et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part. L'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm, de plus l'épaisseur est en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

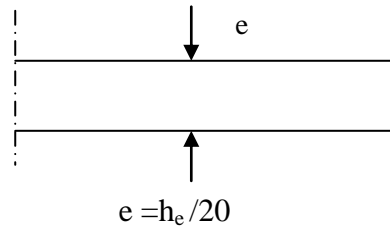


Figure II.3: schéma des voiles

a) Pour le RDC :

Dans notre projet la hauteur d'étage $h_e = 459 - 20 = 439$ cm

Par suite :

$$e \geq \frac{439}{20} = 21,95 \text{ cm}$$

Enfin on adopte une épaisseur de 25 cm pour les voiles de RDC.

b) Pour l'étage courant :

Dans notre projet la hauteur d'étage $h_e = 306 - 20 = 286$ cm

Par suite :

$$e \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

Enfin on adopte une épaisseur de 25 cm pour les voiles de pour tous les étages .

c) Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :

Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismicité, le règlement exige Une épaisseur minimale de 15 cm.

On a : $a = 20$ cm et $a = 25$ cm $\longrightarrow a > 15$ cm \longrightarrow Condition vérifiée

La largeur minimale L_{\min} du voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4.a \longrightarrow L_{\min} \geq 4 * 20 = 80 \text{ cm}$$

$$L_{\min} \geq 4.a \longrightarrow L_{\min} \geq 4 * 25 = 100 \text{ cm}$$

L_{\min} : Portée minimale des voiles.

On a : $L_{\min} = 250$ cm $\longrightarrow L_{\min} \geq 4.a \longrightarrow$ Condition vérifiée

II.5) Descente de charge :

1) Charges permanentes :

a-Toiture

| Eléments | G (kN/m ²) |
|--|------------------------|
| Tuiles mécaniques à emboîtement (litage compris) | 0.4 |
| Chevron et pannes | 0.1 |
| Mur pignon (cloison) | 0.9 |
| Charge permanente totale Gt | 1.4 |

Tableau II.2: charges permanentes G : Toiture.

b-Plancher courant :

| N° | Eléments | Epaisseur (cm) | ρ (kN/m ³) | G (kN/m ²) |
|------------------------------------|-------------------------|----------------|-----------------------------|------------------------|
| 1 | Revêtement en carrelage | 2 | 20 | 0.40 |
| 2 | Mortier de pose | 2 | 22 | 0.44 |
| 3 | Couche de sable | 2 | 18 | 0.36 |
| 4 | Plancher en corps creux | 20 | - | 2.8 |
| 5 | Enduit de plâtre | 2 | 10 | 0.20 |
| 6 | Cloisons intérieures | 10 | - | 1 |
| Charge permanente totale Gt | | | | 5.2 |

Tableau II.3: charges permanentes G : Etage courant.

c- La maçonnerie:

c-1-Murs extérieurs :

| N° | Eléments | Épaisseur (m) | Poids (KN/m ²) |
|----------------|---------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Enduit ciment | 0.02 | 0.36 |
| 2 | Brique creuse | 0.10 | 0.9 |
| 3 | Brique creuse | 0.10 | 0.9 |
| 4 | Enduit plâtre | 0.02 | 0.2 |
| G total | | | 2.36 |

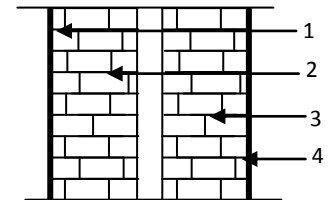


Tableau II.4: charges permanentes G : Murs extérieurs.

c-2-Murs de séparation :

| N° | Eléments | Épaisseur (m) | ρ (kN/m ³) | G (kN/m ²) |
|------------------------------------|------------------|---------------|------------------------|------------------------|
| 1 | Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| 2 | Briques creuses | 0.10 | 9 | 0.90 |
| 3 | Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| Charge permanente totale Gt | | | | 1.30 |

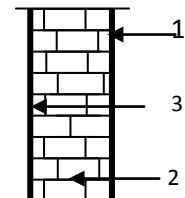


Tableau II.4: charges permanentes G : Murs extérieurs.

2) Surcharge d'exploitation :

| Eléments | Surcharge (kN/m ²) |
|--------------------------|--------------------------------|
| Toiture | 1 |
| Plancher d'étage courant | 1.5 |
| Escalier | 2.5 |
| Balcons | 3.5 |
| Acrotère | 1 |

Tableau II.5 : Surcharge d'exploitation Q des éléments

2) Surface d'influence :**a-Toiture :**

Elle se compose de deux versants inclinés :

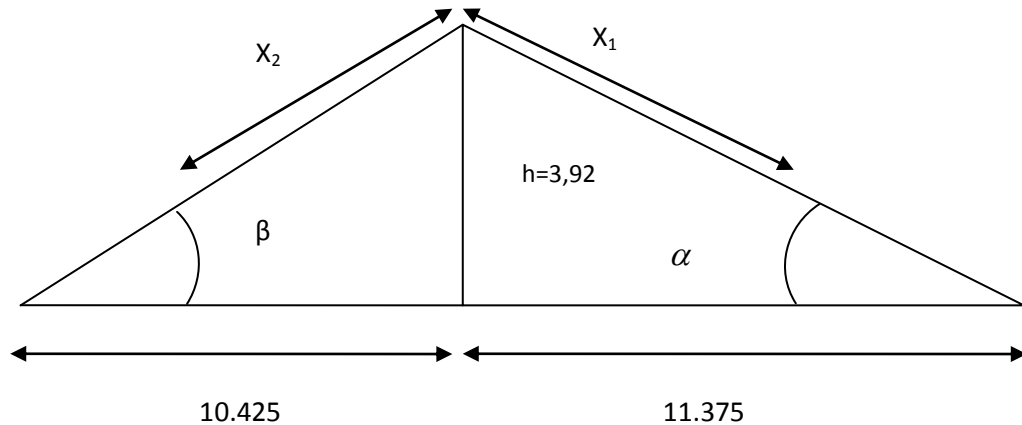


Figure II.4 : Schéma de calcul d'un versant de la toiture

Calcul de α :

$$\text{tg } \alpha = 3,92 / 11,375 = 0,345 \text{ ce qui donne } \alpha = 19,01^\circ$$

$$x_1 = \frac{4,95 / 2}{\cos \alpha} = \frac{2,475}{\cos 19,01} = 2,61 \text{ m}$$

Calcul de β :

$$\text{tg } \beta = 3,92 / 10,425 = 0,376 \text{ ce qui donne } \beta = 20,6^\circ$$

Calcul de x_2

$$x_2 = \frac{4,80 / 2}{\cos \alpha} = \frac{2,4}{\cos 20,6} = 2,56 \text{ m}$$

Calcul de la surface de la toiture inclinée S_t

$S_t = 2,61(1,65 + 1,75) + 2,56(1,65 + 1,75) = 17,58 \text{ m}^2$ (NB : La surface de la toiture n'est affectée qu'aux tuiles, liteaux, pannes et les chevrons.)

b-Etage courant

$$Se = 4 \times (2,4+1,4) = 13,44m^2$$

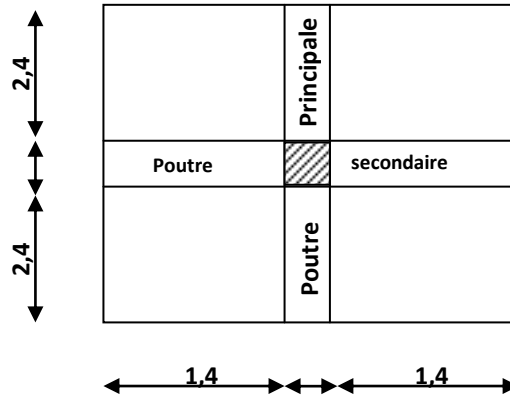


Figure II.5 : Surface d’influence du poteau « E2 »

Après avoir déterminé les surfaces d’influences sur le poteau le plus sollicité, nous procédons au calcul de l’effort normal repris par ce même poteau à l’aide de la descente de charges et la loi de la dégression des surcharges.

Détermination des différents poids par niveau

Niveau toiture

$$G \begin{cases} \text{Toiture} : (0,5 \times 17,58) + (0,9 \times 13,44) = 20,88 \text{ KN}, \\ \text{Poutres} : (5,24 - 0,25) \times 0,25 \times 0,25 \times 25 = 7,81 \text{ KN} \\ \text{Poteaux} : (0,25 \times 0,25) \times 3,74 \times 25 = 5,84 \text{ KN}. \end{cases}$$

D’où : $G_t = 20,88 + 7,81 + 5,84 = 34,53 \text{ KN}$

$$Q_t = 1 \times 17,58 = 17,58 \text{ KN}$$

$$N_t = 17,58 + 34,53 = 52,11 \text{ KN}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma = \frac{N_t}{S} = \frac{52,11}{0,05} = 1042,2 \text{ KN/m}^2 = 1,0422 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les étages courants

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres} : [(0,4 \times 0,3) \times 25 \times (2,4+2,4) + (0,3 \times 0,3) \times 25 \times (1,4+1,4)] = 20,7 \text{ KN} \\ \text{Poteaux} : PP_{RDC} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,59 = 7,17 \text{ KN} \\ \quad \quad \quad PP_{(1-8)} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06 = 4,78 \text{ KN} \\ \text{Plancher} : 5,2 \times 13,44 = 69,88 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$G_e = 20,7 + 7,17 + 4,78 + 69.88 = 102,53\text{KN}$$

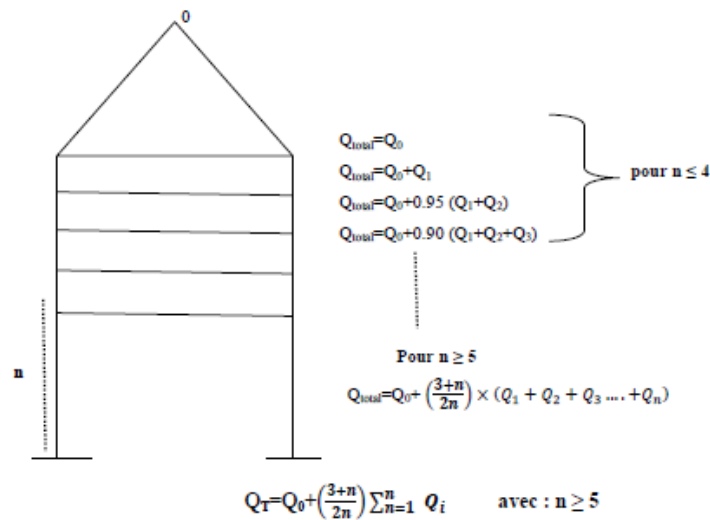
$$Q_e = 1,5 \times 13,44 = 20,16 \text{ KN}$$

$$\text{d'où : } N_e = 104,34 + 20,16 = 124,5 \text{ KN}$$

3)Loi de dégression des surcharges :

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d’exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d’application des surcharges sur tout les plancher.

Cette loi s’applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui notre cas :



***Coefficients de dégression des surcharges :**

| | | | | | | | | | |
|---------------|---|------|-----|------|-----|------|-------|-------|-------|
| Niveau | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
| Coeff | 1 | 0.95 | 0.9 | 0.85 | 0.8 | 0.75 | 0.714 | 0.687 | 0.666 |

***Surcharges cumulées :**

- $\sum_0 = Q_0$
- $\sum_1 = Q_0 + Q_1$
- $\sum_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
- $\sum_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- $\sum_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- $\sum_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- $\sum_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- $\sum_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- $\sum_8 = Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
- $\sum_9 = Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

***application numérique**

$Q_{oi}=17.58 \times 1 = 17.58 \text{ KN}$

$Q_9 = 17.58 + (1 \times 13.44) = 31.02 \text{ KN}$

$Q_8 = 17.58 + 0,95 (13.44 + 1,5 \times 13.44) = 49.5 \text{ KN}$

$Q_7 = 17.58 + 0,9 (13.44 + 1,5 \times 13.44 \times 2) = 65.964 \text{ KN}$

$Q_6 = 17.58 + 0,85 (13.44 + 1,5 \times 13.44 \times 3) = 80.412 \text{ KN}$

$Q_5 = 17.58 + 0,8 (13.44 + 1,5 \times 13.44 \times 4) = 92.844 \text{ KN}$

$Q_4 = 17.58 + 0,75 (13.44 + 1,5 \times 13.44 \times 5) = 103.26 \text{ KN}$

$Q_3 = 17.58 + 0,714 (13.44 + 1,5 \times 13.44 \times 6) = 113.542 \text{ KN}$

$Q_2 = 17.58 + 0,687 (13.44 + 1,5 \times 13.44 \times 7) = 123.763 \text{ KN}$

$Q_1 = 17.58 + 0,666 (13.44 + 1,5 \times 13.44 \times 8) = 198,78 \text{ KN}$

| Niveau | Charge permanentes en (KN) | | | | | Surcharge d'exploitation en (KN) | | | Cm ² | |
|---------|----------------------------|----------|----------|---------|----------|----------------------------------|----------|---------|----------------------------|---------------------------|
| | G Plancher | G poteau | G Poutre | G Total | G Cumule | Q Plancher | Q Cumule | N=Sc+Gc | $S \geq N_s / \sigma_{bt}$ | Section adoptée du poteau |
| toiture | 20,88 | 5,84 | 7,81 | 34,53 | 34.53 | 17,58 | 17,58 | 52,11 | 34,74 | 30 x 30 |
| 8 | 69.88 | 4,78 | 20,7 | 95,36 | 129.89 | 20,16 | 31.02 | 159,91 | 106,6 | 35 x 35 |
| 7 | 69.88 | 4,78 | 20,7 | 95,36 | 225.25 | 20,16 | 49.5 | 274,75 | 183,17 | 35 x 35 |
| 6 | 69.88 | 4,78 | 20,7 | 95,36 | 320.61 | 20,16 | 65.964 | 386,574 | 257,716 | 35 x 35 |
| 5 | 69.88 | 4,78 | 20,7 | 95,36 | 415.97 | 20,16 | 80.412 | 496,382 | 330,92 | 40 x 40 |
| 4 | 69.88 | 4,78 | 20,7 | 95,36 | 511.33 | 20,16 | 92.844 | 604,174 | 402,78 | 40 x 40 |
| 3 | 69.88 | 4,78 | 20,7 | 95,36 | 606.96 | 20,16 | 103.26 | 710,22 | 473,48 | 40 x 40 |
| 2 | 69.88 | 4,78 | 20,7 | 95,36 | 702.05 | 20,16 | 113.542 | 815,592 | 543,728 | 45 x 45 |
| 1 | 69.88 | 4,78 | 20,7 | 95,36 | 797.41 | 20,16 | 123.763 | 921,173 | 614,11 | 45 x 45 |
| RDC | 69.88 | 7,17 | 20,7 | 97.75 | 895.16 | 20,16 | 198,78 | 1093,94 | 729,29 | 50 x 50 |

Tableau II.6 : Récapitulatif des calculs de la descente de charges

***Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA[Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003]**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.

Les dés de calage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \implies$ en zone I et II_a
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \implies$ en zone II_b et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

***Les sections choisies sont :**

Pour le RDC, : (50x50) cm²

$\text{Min}(b, h) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \text{ok}$
 $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20 = 459/20 = 22.95 \text{ cm} \dots \text{ok}$
 $1/4 < b/h = 45/45 = 1 < 4 \dots \text{ok}$

Pour le 1eme ,2eme , : (45x45) cm²

$\text{Min}(b, h) = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \text{ok}$
 $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20 = 306/20 = 15,3 \text{ cm} \dots \text{ok}$
 $1/4 < b/h = 45/45 = 1 < 4 \dots \text{ok}$

Pour le 3eme ,4eme , et 5eme étage : (40x 40) cm²

$\text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \text{ok}$
 $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20 = 306/20 = 15,3 \text{ cm} \dots \text{ok}$
 $1/4 < b/h = 35/40 = 0.87 < 4 \dots \text{ok}$

Pour le 6eme ,7eme , 8eme : (35x 35) cm²

$\text{Min}(b, h) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \text{ok}$
 $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm} \dots \text{ok}$
 $1/4 < b/h = 30/40 = 0.75 < 4 \dots \text{ok}$

Pour la Toiture : (30x 30) cm²

$\text{Min}(b, h) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \text{ok}$
 $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20 = 392/20 = 19.6 \text{ cm} \dots \text{ok}$
 $1/4 < b/h = 30/40 = 0.75 < 4 \dots \text{ok}$

***Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement de RPA 99 / version 2003 :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier l'élanement des poteaux.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec L_f : Longueur de flambement d'un poteau (Art.B.8.3.3.1, BAEL 91)($L_f = 0.7 l_0$)

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).

l_0 : Longueur libre de poteau

I : Moment d'inertie du poteau : $I = bh^3/12$

B : section transversale du poteau

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} \quad \text{Ou} \quad \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$\text{Ce qui donne } \lambda = \frac{0,7 \times l_0 \sqrt{12}}{b}$$

| | |
|---|---|
| Pour le RDC (poteaux 50 x 50) ; | $l_0=4.59 \text{ m} ; \lambda = 27.82 < 35$ |
| Pour le 1eme ,2eme (45x45) ; | $l_0=3,06 \text{ m} ; \lambda=18,55 < 35$ |
| Pour le 3eme ,4eme ,5eme étage : (40x 40) ; | $l_0=3,06 \text{ m} ; \lambda =21.20 < 35$ |
| Pour le 6eme ,7eme , 8eme étage : (35x35) ; | $l_0=3,06 \text{ m} ; \lambda = 24.73 < 35$ |
| Pour Toiture : (30x 30) ; | $l_0=3.92 \text{ m} ; \lambda = 31.68 < 35$ |

***Conclusion :**

Dans ce chapitre, on a :

Présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on adopte les pré-dimensionnements suivant :

Les planches : $h_t=20 \text{ cm}$

Les poutres :

Poutres principales : (30x40) cm^2

Poutres secondaires : (30x30) cm^2

Pour la toiture tout les poutres : (25x25) cm^2

Les poteaux :

pour la Toiture : (30x 30) cm^2

Pour le 6eme ,7eme ,8eme étage : (35x35)

Pour le 4eme ,5eme , et 6eme étage : (40x 40) cm^2

Pour le 1eme ,2eme étage : (45x45) cm^2

Pour le RDC : (50x50) cm^2

Les voiles : $e = 25 \text{ cm}$

Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

III.1)Etude de la charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, caractérisé par deux versants inclinés de 19,01° et 20,6° pour chacun, supportant une couverture en tuiles reposant de part et d'autre sur des murs pignons.

Les différents éléments de la charpente :

- * Tuiles
- * Liteaux
- * Chevrons
- *Panne sablière, panne faitière, panne intermédiaire
- *Murs pignons

Dans cette étude, nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque éléments (panne, chevrons, liteaux) et la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

1) Détermination des charges :

a-Charge permanente

| | |
|---|------------------------------|
| Poids des tuiles (liteau compris) | 0.40KN/m ² |
| Poids des pannes et des chevrons | 0.10KN/m ² |
| | G=0,5KN/m² |

b-Charge d'exploitation

| | |
|-------------------------|-------------------------------|
| Poids de la neige | 1.00KN/m ² |
| | Q=1.00KN/m² |

Dans un 1,00 m², nous avons une panne et deux chevrons, dont leurs sections respectivement ont (10.50x22.50) cm² et (5.50x7.50) cm²

***Poids de la panne**

$p_p = (0.105 \times 0.225) \times \rho_b$ avec $\rho_b = 6 \text{KN/m}^3$ (DTR BC.22)

$p_p = (0.105 \times 0.225) \times 6 = 0.14 \text{KN/ml}$

***Poids des chevrons**

$P_c = (0.055 \times 0.075) \times 6 = 0.024 \text{KN/ml}$

***Poids des liteaux**

$P_l = (0.03 \times 0.04) \times 6 = 0.0072 \text{KN/ml}$

2)Détermination des efforts revenant aux différents éléments à l'ELU :

a-Effort revenant à la panne :

L'espacement des pannes est pris égal à **1m**

La portée des pannes est **L_p=3.30m**

$GP = 0.14 + (2 \times 0.024) + 0.40 \times 1 = 0.58 \text{KN/ml}$

***Combinaison des charges :**

$q_p = 1.35GP + 1.5 Q$

$q_p = 1.35 \times 0.58 + 1.5 \times 1 = 2.28 \text{KN/ml}$

b-Effort revenant aux chevrons :

Espacement des chevrons est pris égal à **e= 0.50m**

La portée des chevrons est **L_c=1.00m**

$G_c = (0.024 + 0.40 \times 1) = 0.424 \text{KN/ml}$

*** Combinaison de charges:**

$q_c = 1.35G_c + 1.5 Q$

$q_c = 1.35 \times 0.424 + 1.5 \times 1 = 2.07 \text{KN/ml}$

c-Effort revenant aux liteaux :

Espacement des chevrons est pris égal à **0.32m**

La portée des liteaux est **L_c=0.50m**

$G_l = 0.0072 \text{KN/ml}$

***Combinaison de charges:**

$$q_l = 1.35G_l + 1.5 Q$$

$$q_l = (1.35 \times 0.4) + (1.5 \times 1) = 1.5 \times 1 \text{ KN/ml} = \mathbf{2,04 \text{ KN/ml}}$$

3) Dimensionnement des pannes :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités ; elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p .

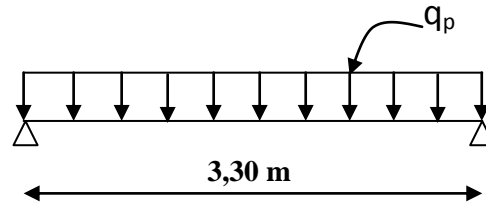


Figure III-1 : Schéma de chargement de la panne.

Sachant que le bois utilisé est le bois de sapin de catégorie I, d'après les règles CB 71 $\overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

a-Vérification de la contrainte admissible du bois :

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} \leq \overline{\sigma}_f$$

***Décomposition de q_p**

X-X

$$q_x = q_p \times \sin \alpha = 2,28 \times \sin (19.01) = 0,743 \text{ KN/ml}$$

Y-Y

$$q_y = q_p \times \cos \alpha = 2,28 \times \cos (19.01) = 2,156 \text{ KN/ml}$$

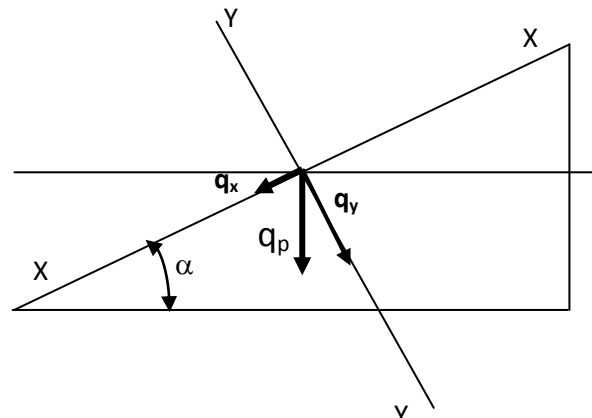


Figure III-2: Schéma statique de la panne.

***Calcul des moments de flexion :**

$$\begin{cases} M_{fx} = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{0,743 \times 3,3^2}{8} = 1,01 \text{ KN.m} \\ M_{fy} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{2,156 \times 3,3^2}{8} = 2,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

***Module de résistance**

$$\begin{cases} \frac{I_x}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10,5 \times 22,5^2}{6} = 886 \text{ cm}^3 \\ \frac{I_y}{v} = \frac{hb^2}{6} = \frac{10,5^2 \times 22,5}{6} = 413 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

***La contrainte**

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} = \frac{101 \times 10^2}{886} + \frac{293 \times 10^2}{413} = 82,33 \text{ daN/cm}^2 \quad \langle \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma \leq \bar{\sigma}_f \Rightarrow$ La section adoptée est admise.

b-Vérification de la flèche

$\bar{f} = \frac{L}{300}$ Avec : L : Portée de la panne (Article 4.962 / CB 71).

$\bar{f} = \frac{330}{300} = 1,1 \text{ cm}$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$f = \frac{5 \cdot \sigma_s \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}}$ Avec : $E_F: 11000 \sqrt{\sigma_f} = 131080,13 \text{ daN/cm}^2$

$f = \frac{5 \times 82,33 \times 330^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{22,5}{2}} = 0,63 \text{ cm} \quad \langle \bar{f} = 1,1 \text{ cm}$

La valeur de la flèche est inférieure à la flèche admissible \Rightarrow Notre section est bonne.

4)Dimensionnement des chevrons

Aux appuis : $M_a = \frac{4}{5} M_0$

En travée : $M_t = \frac{2}{3} M_0$

Avec $M_0 = \frac{q_c L_c^2}{8}$ avec : $L_c = 1 \text{ m}$

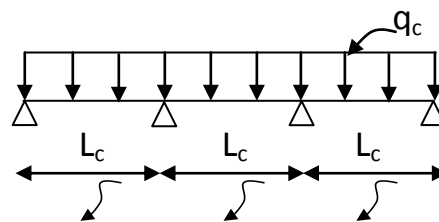


Figure III-3:Schéma de chargement du chevron.

*** La contrainte**

$$\sigma = \frac{M_f}{I/V} < 142 \text{ daN/cm}^2$$

***Le moment de flexion** $M_0 = \frac{2,07 \times 1^2}{8} = 0,259 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_a = \frac{4}{5} \times (0,259) = 0,207 \text{ KN.m} \\ M_t = \frac{2}{3} \times (0,259) = 0,173 \text{ KN.m} \end{cases}$$

***Vérification de la section du chevron (55x 75) mm²**

1)Module de résistance

$$\frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5,5 \times 7,5^2}{6} = 51,56 \text{ cm}^3$$

2)Les contraintes

Aux appuis : $\sigma_a = \frac{M_{fa}}{I/V} = \frac{20,7 \times 10^2}{51,56} = 40,15 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

En travée : $\sigma_t = \frac{M_{ft}}{I/V} = \frac{17,3 \times 10^2}{51,56} = 33,55 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

=>Donc la section adoptée est bonne.

***Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche se fait à l'ELS .La valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couvertures (chevrons, linteaux) est :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} \quad (\text{CB 71})$$

Avec L : Portée du chevron

$$\bar{f} = \frac{100}{200} = 0,50\text{cm}$$

La valeur de la flèche réelle est : $f = \frac{5.\sigma.L^2}{48.E_F.\frac{h}{2}}$

Aux appuis : $f = \frac{5.\sigma_a.L^2}{48.E_F.\frac{h}{2}} = \frac{5 \times 40,15 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{7,5}{2}} = 0,085 \text{ cm} < \bar{f}$

En travée : $f = \frac{5.\sigma_t.L^2}{48.E_F.\frac{h}{2}} = \frac{5 \times 33,55 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{7,5}{2}} = 0,071 \text{ cm} < \bar{f}$

Donc la section choisie est bonne.

5) Dimensionnement des liteaux :

Le dimensionnement et l'étude des liteaux se fait de la même manière que la panne.

On choisie une section de (30x40) mm².

***Vérification des contraintes :**

$$q_l = 1,35 \times 0,4 + 1,5 \times 1 = 2,04 \text{ KN/m}$$

$$q_l = 2,04 \text{ KN/m}$$

Suivant xx :

$$q_x = q_l \cdot \sin \alpha = 0,664 \text{ KN/m}$$

Suivant yy :

$$q_y = q_l \cdot \cos \alpha = 1,929 \text{ KN/m}$$

***Calcul des moments de flexion :**

$$\begin{cases} M_{fx} = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{0,664 \times 0,5^2}{8} = 0,02 \text{ KN.m} \\ M_{fy} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{1,929 \times 0,5^2}{8} = 0,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

***Module de résistance** $\begin{cases} \frac{I_x}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3 \\ \frac{I_y}{v} = \frac{hb^2}{6} = \frac{3^2 \times 4}{6} = 6 \text{ cm}^3 \end{cases}$

***La contrainte**

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} = \frac{0,02 \times 10^4}{8} + \frac{0,06 \times 10^4}{6} = 125 daN / cm^2 < \overline{\sigma}_f = 142 daN / cm^2$$

$\sigma \leq \overline{\sigma}_f \Rightarrow$ La section adoptée est admise.

***Vérification de la flèche**

$$\overline{f} = \frac{Le}{200} = \frac{50}{200} = 0,25 cm$$

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_a \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 125 \times 50^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{4}{2}} = 0,124 cm < 0,25 cm \dots\dots \text{vérifiée}$$

6) Assemblage de la charpente:

Nous avons opté pour un assemblage cloué, utilisé en pratique. Dans l’assemblage des charpentes traditionnelles, les assemblages cloués sont utilisés pour des ouvrages importants à des charges considérables.

A noter que le diamètre des clous est fonction de l’épaisseur du bois.

$$D = \begin{cases} \frac{a}{7}, & \text{si le bois est sapin .} \\ \frac{a}{9}, & \text{si le bois est moyen (pin sec).} \\ \frac{a}{11}, & \text{si le bois est dur (chêne) .} \end{cases}$$

Avec : D : diamètre du clou.

a : épaisseur du bois le plus mince,

7 : dans le cas d’un bois tendre qui ne se fond pas (sapin),

9 : dans le cas d’un bois moyen (pin sec),

11 : dans le cas d’un bois dur (chêne).

Il est déconseillé de clouer sur un bois humide. Le trou s'élargit par dessiccation du bois, mais le clou rouillé et l'adhérence croit, donnant par composition une charge admissible constante.

-Il ne faut pas utiliser des clous galvanisés.

-Pour la charpente du bâtiment que nous avons calculé, le bois utilisé est le sapin.

-Le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les linteaux aux chevrons est :

$$d = \frac{a}{7} = \frac{3}{7} = 0,4cm$$

Avec : a = 3 cm (l'épaisseur du linteau)

REMARQUE

-L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières qui seront prévues sur les deux rives du bâtiment.

-Pour assurer la bonne stabilité des pannes, on prévoit des échantignolles.

III.2) Etude de la salle machine :

1) Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (8 niveaux), un ascenseur a été prévu . La surface de sa cabine est ($1.20 \times 1.50 = 1.8 \text{ m}^2$) ; la charge totale que le système de levage transmet est de 8 tonnes. ($P = 80 \text{ KN}$)

2) Calcul de la dalle plane :

a) épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{160}{30} = 5.33 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15 \text{ cm}$.

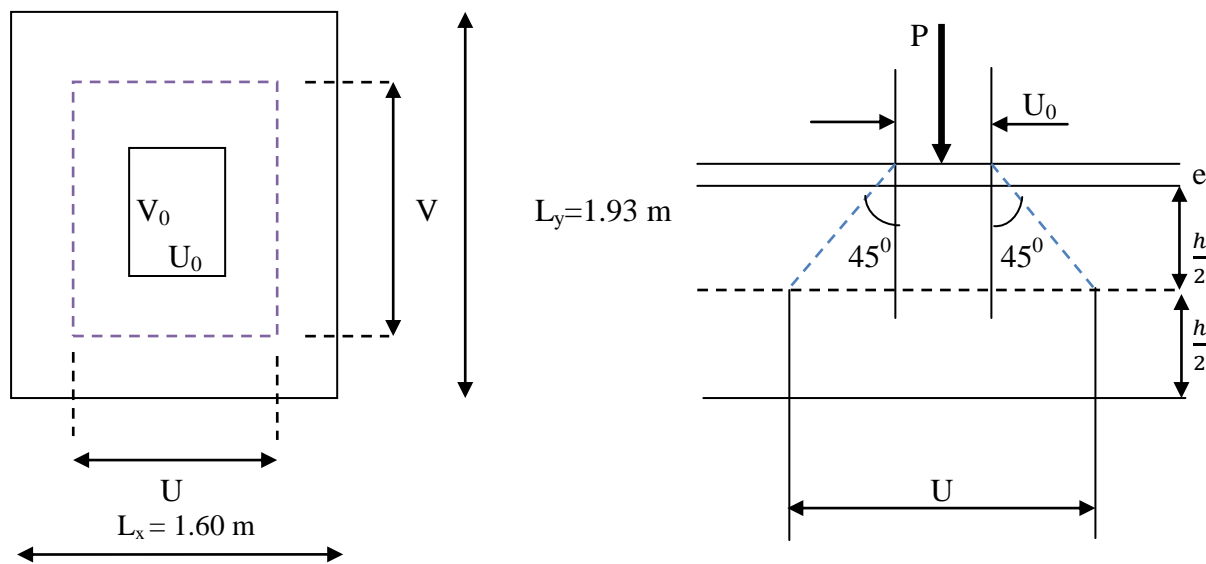


Figure III-4 : schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t & \text{avec : } h_t = 15 \text{ cm ; } e : \text{ revêtement de la dalle (} e = 5 \text{ cm)} \\ V = V_0 + 2e + h_t & U_0 = 120 \text{ cm ; } V_0 = 150 \text{ cm} \end{cases}$$

D'où : $U = 120 + 10 + 15 = 145 \text{ cm}$

$V = 150 + 10 + 15 = 175 \text{ cm}$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.93} = 0.829 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

ν : coefficient de poisson ; à l'ELU, $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.45}{1.60} = 0.9 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{1.75}{1.93} = 0.907$$

Après interpolation : $M_1 = 0,0515$, $M_2 = 0.0305$

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 80 \times 0.0515 = 5.562 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 80 \times 0.0305 = 3.294 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des moments dûs au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.93} = 0.829$$

Après interpolation : $\mu_x = 0.05365$; $\mu_y = 0.64$

Poids propre de la dalle $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.5625 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.05365 \times 6.5625 \times 1.60^2 = 0.9 \text{ KN.m}$$

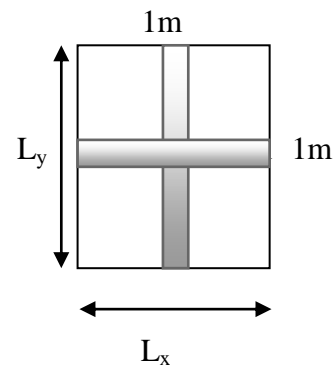
$$M_{y2} = 0.64 \times 0.9 = 0.576 \text{ KN.m}$$

d) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.562 + 0.9 = 6.462 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.294 + 0.576 = 3.87 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.



e) Ferrailage de la dalle :

e-1) Dans le sens de la petite portée : x-x

• **En travée :**

$$M_u = 0.85 \times 6.462 = 5.49 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{5.49 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.027 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.9865$$

$$A_{st} = \frac{5.49 \times 10^5}{0.9865 \times 12 \times 34800} = 1.33 \text{cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2.01 \text{cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{cm}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{u,x} = 0.3 \times 6.462 = -1.94 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.94 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.01 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{1.94 \times 10^5}{0.995 \times 12 \times 34800} = 0.47 \text{cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2.01 \text{cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{cm}$$

e-2) Dans le sens de la grande portée : y-y

• **En travée :**

$$M_{u,y} = 0.85 \times 3.87 = 3.29 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{3.29 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.016 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{3.29 \times 10^5}{0.992 \times 12 \times 34800} = 0.794 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2.01 \text{cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{cm}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{u,y} = 0.3 \times 3.87 = -1.161 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.161 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.006 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.997$$

$$A_{st} = \frac{1.161 \times 10^5}{0.997 \times 12 \times 34800} = 0.28 \text{cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2.01 \text{cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{cm}$$

3) Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0.8\text{‰}$$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{160}{193} \right) = 1.3 \text{cm}^2 \text{-----condition vérifiée.}$$

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm ;

$$S_t = 25 \text{cm} \leq (2h = 30 \text{cm} ; 25 \text{cm}) \text{-----condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm ;

$$S_t = 25 \text{cm} \leq (3h = 45 \text{cm} ; 33 \text{cm}) \text{-----condition vérifiée.}$$

c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.45+1.75) = 6.4 \text{m}$$

$$q_u = 80 \leq 0.045 \times 6.4 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 720 \text{KN/ml} \text{-----condition vérifiée.}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{80}{2 \times 1.75 + 1.45} = 16.17 \text{KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1.75} = 15.24 \text{KN}$$

Ainsi on aura : $\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{16.17 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.135 \text{MPa}$

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

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$; la condition est vérifiée.

3) Vérification à l'ELS :

a) Moments engendrés par le système de levage :

à l'ELS $v = 0.2$; $M_1 = 0.0515$, $M_2 = 0.0305$

$M_{x1} = 80(0.0515 + 0.2 \times 0.0305) = 4.61 \text{KN.m}$

$M_{y1} = 80(0.2 \times 0.0515 + 0.0305) = 3.264 \text{KN.m}$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$\mu_x = 0.0605$; $\mu_y = 0.7435$

$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{KN/ml}$

$M_{x2} = 0.0605 \times 4.75 \times 1.6^2 = 0.745 \text{KN.m}$

$M_{y2} = 0.7435 \times 0.745 = 0.55 \text{KN.m}$

c) Superposition des moments :

$M_x = 4.61 + 0.745 = 5.355 \text{KN.m}$

$M_y = 3.264 + 0.55 = 3.81 \text{KN.m}$

d) Ferrailage de la dalle :

d-1) Dans le sens de la petite portée : x-x

- En travée :

$M_s = 0.85 \times 5.355 = 4.5517 \text{KN.m}$

$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{4.5517 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.0007 \longrightarrow \beta_s = 0.954$

$$A_s = \frac{4.5517 \times 10^5}{0.954 \times 12 \times 40000} = 1 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 0.3 \times 5.355 = -1.6 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{1.6 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00027 \longrightarrow \beta_s = 0.971$$

$$A_s = \frac{1.6 \times 10^5}{0.971 \times 12 \times 40000} = 0.35 \text{ cm}^2$$

d-2) Dans le sens de la grande portée :

- **En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 3.81 = 3.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{3.24 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00056 \longrightarrow \beta_s = 0.9585$$

$$A_s = \frac{3.24 \times 10^5}{0.9585 \times 12 \times 40000} = 0.70 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 0.3 \times 3.24 = -0.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0.97 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.000168 \longrightarrow \beta_s = 0.9775$$

$$A_s = \frac{0.97 \times 10^5}{0.9775 \times 12 \times 40000} = 0.20 \text{ cm}^2$$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

3) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

a) Sens x-x :

- **En travée :**

$$M_s = 4.5517 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.1675 \rightarrow k_1 = 60,47$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.5517 \times 10^6}{0.951 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 198.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{198.43}{60,47} = 3.281 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = -1.6 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.1675 \rightarrow k_1 = 60,47$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.6 \times 10^6}{0.971 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 68.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{68.32}{60,47} = 1,129 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

b) Sens y-y :

• **En travée :**

$$M_s = 3.24 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.1675 \rightarrow k_1 = 60,47$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.24 \times 10^6}{0.9585 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 140.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{140.14}{60,47} = 2.32 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = -0.97 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.1675 \rightarrow k_1 = 60,47$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0.97 \times 10^6}{0.9775 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 41.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{41.14}{60,47} = 0.68 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

4) Diamètre maximal des barres :

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm} ; \text{ nous avons ferrillé avec des HA8} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire

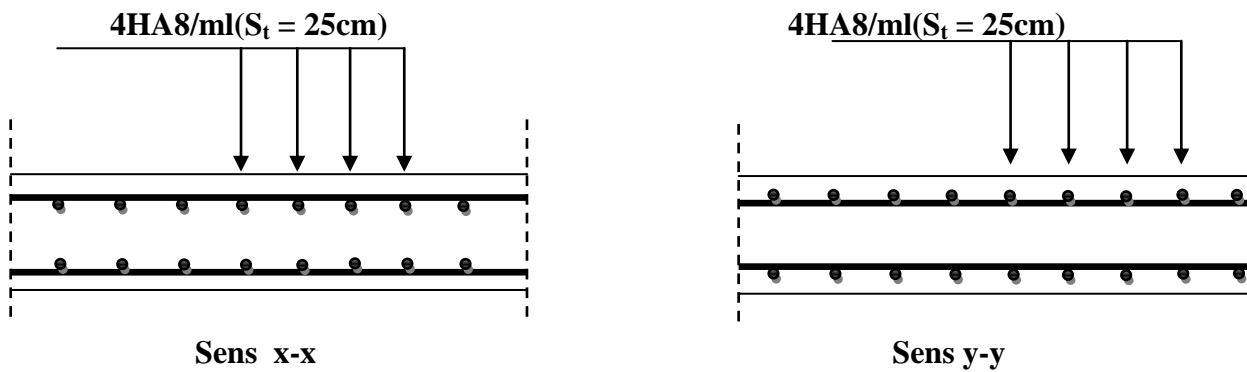


Figure III-5 :Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

III.3) ETUDE DES PLANCHERS :

La structure comporte un plancher à corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur les quelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

1) Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la section)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression)

$b = 65$ cm

$b_0 = 12$ cm

b_1 : largeur de l'hourdis a prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessus :

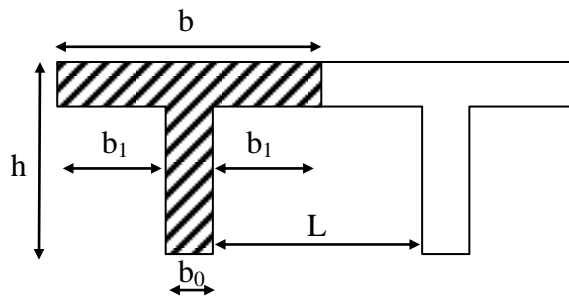


Figure III.6: Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression

2) Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression de 4 cm doit être armée de quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent dépasser :

- 20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles,
- 30cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

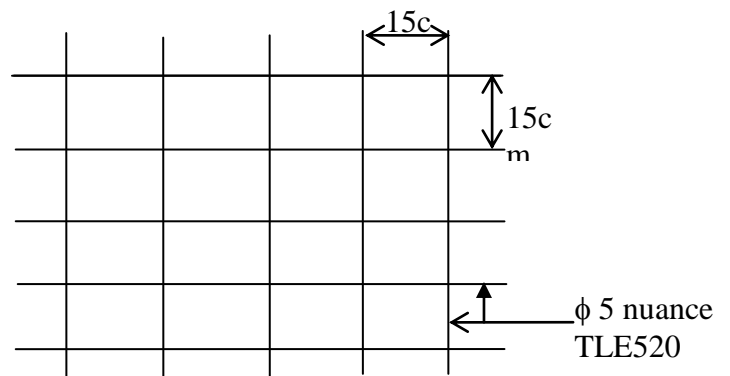
$$A_T = \frac{4L_x}{f_c} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $5 \text{ } \phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 15$ cm

b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_T}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit : $5 \text{ } \phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 15$ cm



3)études des poutrelles :

3.1)avant collage :

avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posées sur deux appuis simples et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $2500 \times 0,12 \times 0,04 = 12\text{Kg/ml}$
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 95 = 62 \text{ Kg/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 100 \times 0,65 = 65 \text{ Kg/ml}$

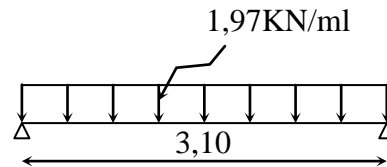
a.1) combinaison d'actions :

à l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 197,4 \text{ kg/ml} = 1,97 \text{ KN/ml}$

a.2) calcul du moment isostatique :

$$\mu_u = \frac{q_u l^2}{8} = 2,367 \text{ KN / ml}$$

$$v = \frac{q_u l}{2} = 3,05 \text{ KN}$$

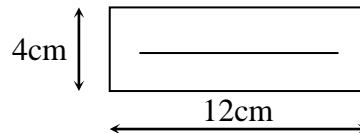


a.3) ferrailage de la poutrelle :

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{\mu_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{2.367.10^3}{12.2^2.14.2} = 3,472 > 0,392$$

$\mu_b > \mu_c = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$



Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

b) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5,2 \times 0,65 = 3,38 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

b.1) combinaison d'actions :

à l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,03 \text{ KN/ml}$

à l'ELS : $Q_s = G + Q = 4,335 \text{ KN/ml}$

b.2) détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :

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

$$1. \begin{cases} Q < 2G & \text{on a: } Q = 1,5\text{KN/ml} < 6,76 \\ Q \leq 5 \text{ KN} & \text{et } Q = 1,5\text{KN/ml} < 5\text{KN/ml} \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \Rightarrow condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 on a :

$$\frac{310}{310} = 1, \text{ et } \frac{310}{285} = 1,08 \text{ et } \frac{285}{310} = 0,91 \text{ sont comprise entre } 0,8 \text{ et } 1,25 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \Rightarrow condition vérifiée

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

2) calcul des coefficients :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moments isostatique) M_w, M_e, M_t : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches, de droites ainsi que celle du moment en travée.

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,975}{3,497+0,975} = 0.218 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

Les valeurs prise pour M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

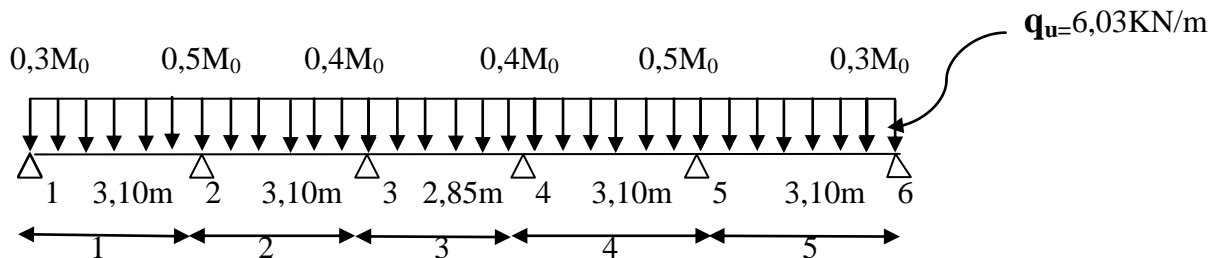
$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,05M_0 \end{cases}$$

- travée intermédiaire : $M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0$

- travée de rive : $M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0$

2.1) Calcul des moments en travée en fonction de M_0

A) premier cas :



***Travées de rive (1-2) et (5-6)**

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \right) \geq \max[1,05M_0 ; 1,065M_0] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,218)}{2} M_0 \end{cases} \begin{cases} M_t \geq 0,665M_0 \\ M_t \geq 0,633M_0 \end{cases}$$

*** Travées intermédiaires (2-3) et (4-5)**

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{0,5M_0 + 0,4M_0}{2} \right) \geq \max[1,05M_0 ; 1,065M_0] \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times 0,218)}{2} M_0 \end{cases} \begin{cases} M_t \geq 0,615M_0 \\ M_t \geq 0,533M_0 \end{cases}$$

***Travée intermédiaire (3-4)**

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{0,4M_o + 0,4M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,065M_o] \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times 0,218)}{2} M_o \end{cases} \begin{cases} M_t \geq 0,665M_o \\ M_t \geq 0,534M_o \end{cases}$$

a) Travées (1-2) et (5-6)

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{6,03 \times 3,1^2}{8} = 7,243 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(5-6)} = 0,665M_o = 0,665 \times 7,243 = 4,816 \text{ KN.m}$$

$$M_{a1} = M_{a6} = 0,3M_o = 0,3 \times 7,243 = 2,173 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2g} = M_{a5d} = 0,5M_o = 0,5 \times 7,243 = 3,621 \text{ KN.m}$$

b) Travées (2-3) et (4-5)

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{6,03 \times 3,1^2}{8} = 7,243 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(4-5)} = 0,615M_o = 0,615 \times 7,243 = 4,454 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2d} = M_{a5g} = 0,5M_o = 0,5 \times 7,243 = 3,621 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3g} = M_{a4d} = 0,4M_o = 0,4 \times 7,243 = 2,897 \text{ KN.m}$$

c) Travée (3-4)

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{6,03 \times 2,85^2}{8} = 6,122 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(3-4)} = 0,667M_o = 0,665 \times 6,122 = 4,071 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3d} = M_{a4g} = 0,4M_o = 0,4 \times 6,122 = 2,448 \text{ KN.m}$$

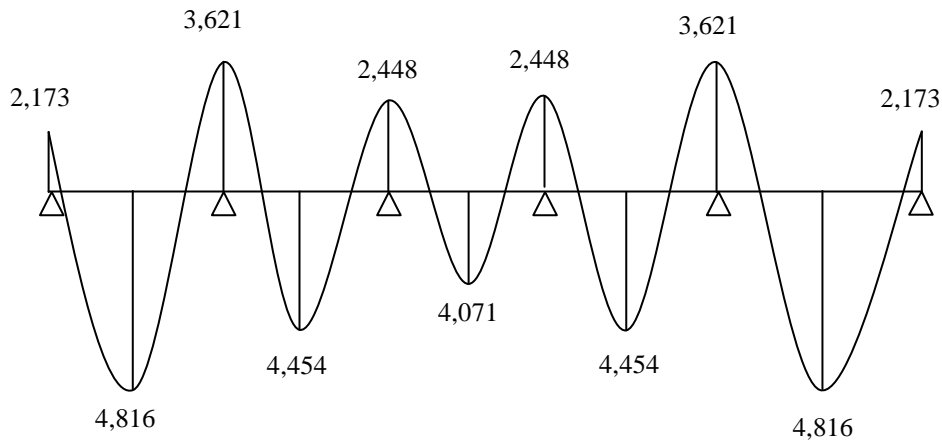


Figure III.6 : Diagramme final des moments fléchissant 1

2.2) Calcul des efforts tranchant :

Au niveau d'un appui « i »,
$$V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Au niveau d'un appui « i+1 »,
$$V(x) = - \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

} les moments seront pris
en valeur absolue

| Travée | L(m) | q_u (KN/ml) | T_i (KN) | T_{i+1} (KN) |
|--------|------|----------------|------------|----------------|
| 1 | 3,10 | 6,03 | 9.81 | -8.879 |
| 2 | 3,10 | | 8.968 | -9,724 |
| 3 | 2,85 | | 8,592 | -8,592 |
| 4 | 3,10 | | 9,724 | -8,968 |
| 5 | 3,10 | | 8.879 | -9.81 |

Tableau III.1 des efforts tranchants.

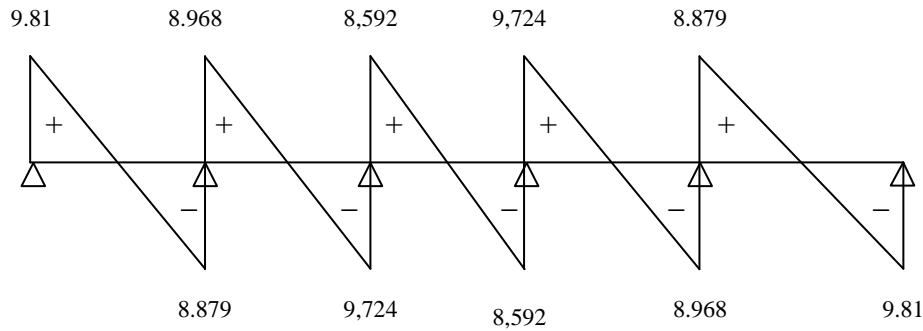
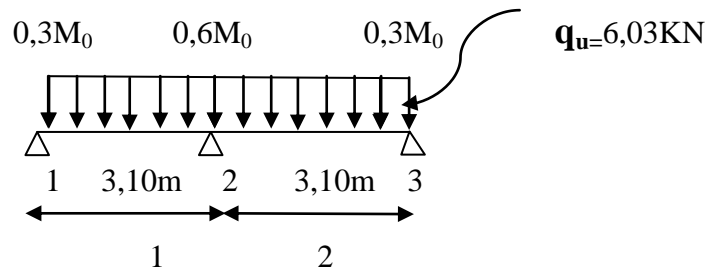


Figure III.7 : Diagramme final des efforts tranchants 1

B) deuxième cas :



***Travées de rive (1-2) et (2-3)**

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{0,3M_o + 0,6M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,065M_o] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,218)}{2} M_o \end{cases} \begin{cases} M_t \geq 0,615M_o \\ M_t \geq 0,633M_o \end{cases}$$

***A.N :**

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{6,03 \times 3,1^2}{8} = 7,243 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(2-3)} = 0,633M_o = 0,633 \times 7,243 = 4,584 \text{ KN.m}$$

$$M_{a1} = M_{a3} = 0,3M_o = 0,3 \times 7,243 = 2,172 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0,6M_o = 0,6 \times 7,243 = 4.345 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchant :

Au niveau d'un appui « i », $V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$ les moments seront pris

Au niveau d'un appui « i+1 », $V(x) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$ en valeur absolue

| Travée | L(m) | q _u (KN/ml) | T _i (KN) | T _{i+1} (KN) |
|--------|------|-------------------------|---------------------|-----------------------|
| 1 | 3,10 | 6,03 | 10,04 | -8.646 |
| 2 | 3,10 | | 8.646 | -10,04 |

Tableau III.2 :des efforts tranchant 2

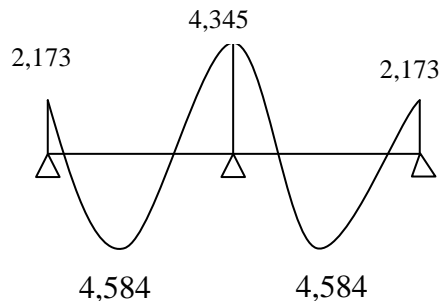


Figure III.8 : Diagramme final des moments fléchissant 2

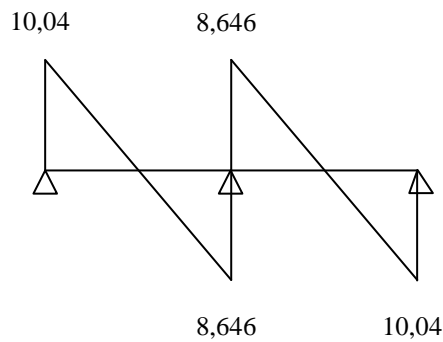


Figure III-9 : Diagramme final des efforts tranchants 2

3) calcul des armatures:

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 4,816 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 4,345 \text{ KN.m}$$

3.1) calcul à l'ELU

a) Armature en travée

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,040 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t = 4,816 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{4,816 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{4,816 \times 10^3}{0,992 \times 18 \times 348} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,78 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}8 = 1,50 \text{ cm}^2$$

b) Armatures aux appuis

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 4,345 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{4,345 \cdot 10^3}{65 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,0145 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,0145 \rightarrow \beta = 0,9925$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{4,345 \cdot 10^3}{0,9925 \cdot 18 \cdot 348} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,79 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des armatures transversales:

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min \left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 8 \right) = 5,71 \text{ mm} = 0,571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } 2\text{HA}6 \rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

***Espacement des armatures transversales**

$$St \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(16,2, 40) = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,72 \cdot 400}{12 \cdot 0,4} = 60 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 16 \text{ cm}$

3.2) Vérification à l'ELU

a) Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{9,81 \cdot 10^3}{120 \cdot 180} = 0,454 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0,454 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

«Condition vérifiée»

b) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_t = 1,50 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Aux appuis

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence (Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{10,04 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot \pi \cdot 12} = 1,704 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,704 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,267 b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \cdot 0,12 \cdot 0,9 \cdot 0,18 \cdot 25 \cdot 10^3 = 129,76 \text{ kN}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 \text{ KN}$$

***Appuis de rive**

$$V_{\max} = 10,04 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

*** Appuis intermédiaires**

$$V_{\max} = 9,724 + 8,968 = 18,692 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$

***Appuis de rive**

$$A = 1,13 \geq \frac{1,15}{400 \cdot 10^{-1}} (10,04 - \frac{2,173}{0,9 \cdot 0,18}) = -0,0969 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,13 \geq -0,0969 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

***Appuis intermédiaires**

$$A = 1,50 \geq \frac{1,15}{400 \cdot 10^{-1}} (18,692 - \frac{4,345}{0,9 \cdot 0,18}) = -0,233 \text{ m}^2$$

$$A = 1,50 \geq -0,233 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

f) Calcul des scellements droit (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec :} \quad \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires

On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $a = 0,9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{10,04 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 140} = 0,458 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

3.3)calcul à l'ELS

a) calcul des moments isostatiques

A) premier cas :

$$q_s = 4,335 \text{ KN.m}$$

1) Travées (1-2) et (5-6)

$$M_o = \frac{q_s \times \ell^2}{8} = \frac{4,335 \times 3,1^2}{8} = 5,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{i(1-2)} = M_{i(5-6)} = 0,665 M_o = 0,665 \times 5,21 = 3,465 \text{ KN.m}$$

$$M_{a1} = M_{a6} = 0,3 M_o = 0,3 \times 5,21 = 1,563 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2g} = M_{a5d} = 0,5 M_o = 0,5 \times 5,21 = 2,605 \text{ KN.m}$$

2) Travées (2-3) et (4-5)

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{4,335 \times 3,1^2}{8} = 5,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(4-5)} = 0,615M_o = 0,615 \times 5,21 = 3,204 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2d} = M_{a5g} = 0,5M_o = 0,5 \times 5,21 = 2,605 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3g} = M_{a4d} = 0,4M_o = 0,4 \times 5,21 = 2,084 \text{ KN.m}$$

3) Travée (3-4)

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{4,335 \times 2,85^2}{8} = 4,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(3-4)} = 0,667M_o = 0,665 \times 4,4 = 2,926 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3d} = M_{a4g} = 0,4M_o = 0,4 \times 4,4 = 1,76 \text{ KN.m}$$

B) deuxième cas :

***Travées de rive (1-2) et (2-3)**

***A.N :**

$$M_o = \frac{qs \times \ell^2}{8} = \frac{4,335 \times 3,1^2}{8} = 5,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(2-3)} = 0,633M_o = 0,633 \times 5,37 = 3,297 \text{ KN.m}$$

$$M_{a1} = M_{a3} = 0,3M_o = 0,3 \times 5,21 = 1,563 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = 0,6M_o = 0,6 \times 5,21 = 3,126 \text{ KN.m}$$

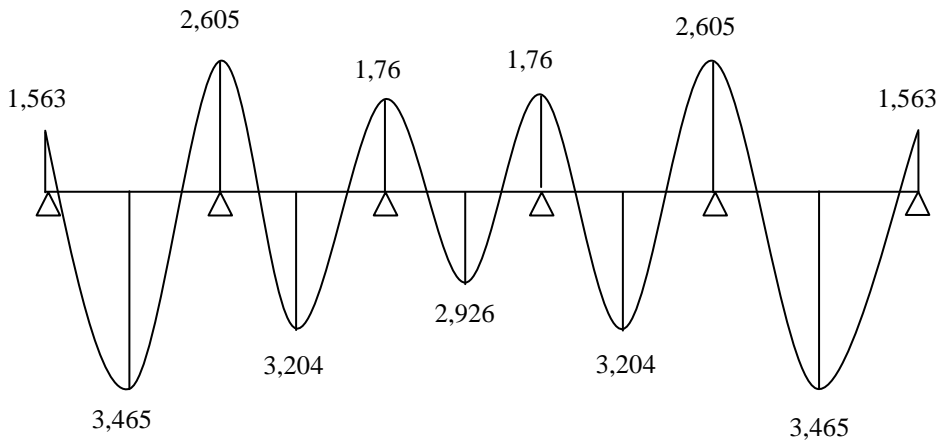


Figure III-10 : Diagramme final des moments fléchissant 1 a l'ELS

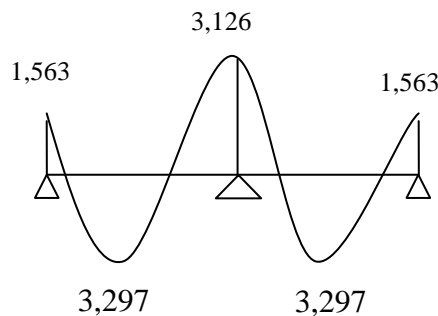


Figure III-11 : Diagramme final des moments fléchissant 2 a l'ELS

c) Etat limite de la compression de béton

*** En travée**

$$M_t^{\max} = 3,57 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100.1,50}{18.12} = 0,69$$

$$\rho_1 = 0,69 \rightarrow \beta_1 = 0,879 \rightarrow K = 0,038$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{3,465 \times 10^3}{0,879 \times 18 \times 3,39} = 64,60 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible, donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0,038 \times 64,60 = 2,454 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

*** Aux appuis**

$$M_t^{\max} = 3,126 \text{ KN.m}$$

la table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire (b₀.h)

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100.1,13}{18.12} = 0,523$$

$$\rho_1 = 0,523 \rightarrow \beta_1 = 0,8915 \rightarrow \alpha_1 = 0,3255 \rightarrow K = 0,032$$

- **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,126.10^3}{0,8915.18.1,13} = 172,39 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0,032.172,39 = 5,516 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

la vérification étant satisfaite, donc les armatures à l'ELU.

d) vérification des ouvertures de fissuration

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

c)Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peu admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 320 \text{ cm}$$

$h = 20\text{cm}$

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{310} = 0.064 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$

c) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3100}{500} = 6.2\text{mm}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86\text{MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec ($n = 15$)

$$v = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1,50}{12 \times 18} = 0.00694$$

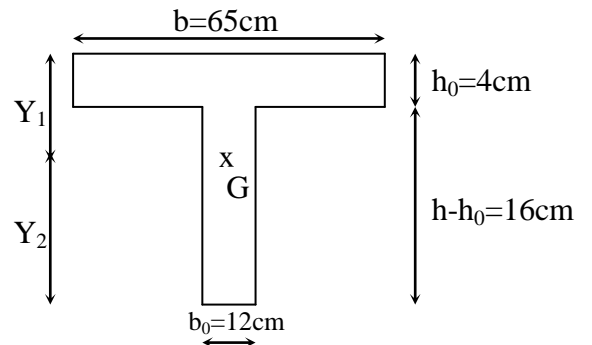
$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0)h_0/2 + (h - h_0)b_0[(h - h_0)/2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + nA_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \times 5/2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4)/2 + 4] + 15 \times 1.50 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 1,50}$$

$$Y_1 = 5.06\text{cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 14.94\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0(b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_s \cdot (y_2 - c)^2$$



$$I_0 = \frac{12}{3} [5,06^3 + 14,94^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(5,06 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 1,50 \times (14,94 - 2)^2$$

$$I_0 = 19892,094 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,00694} = 2,369$$

$$\nu = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00694 \times 125,66 + 2,1} \right] = 0,6576$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times 19892,094}{1 + 0,6576 \times 2,369}$$

$$I_{fv} = 8554,55$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{3,465 \times 10^6 (3100)^2}{10 \times 10818,88 \times 10^4 \times 8554,553}$$

$$f = 3,597 \text{ mm} < \bar{f} = 6,5 \text{ mm} \rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

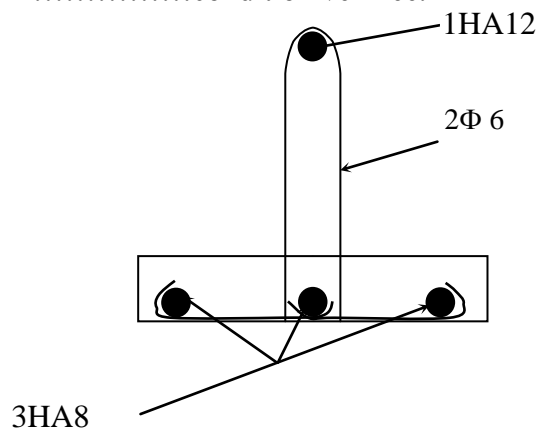


Figure III-12 : Ferrailage de la poutrelle

III.4) Etudes des Escaliers :

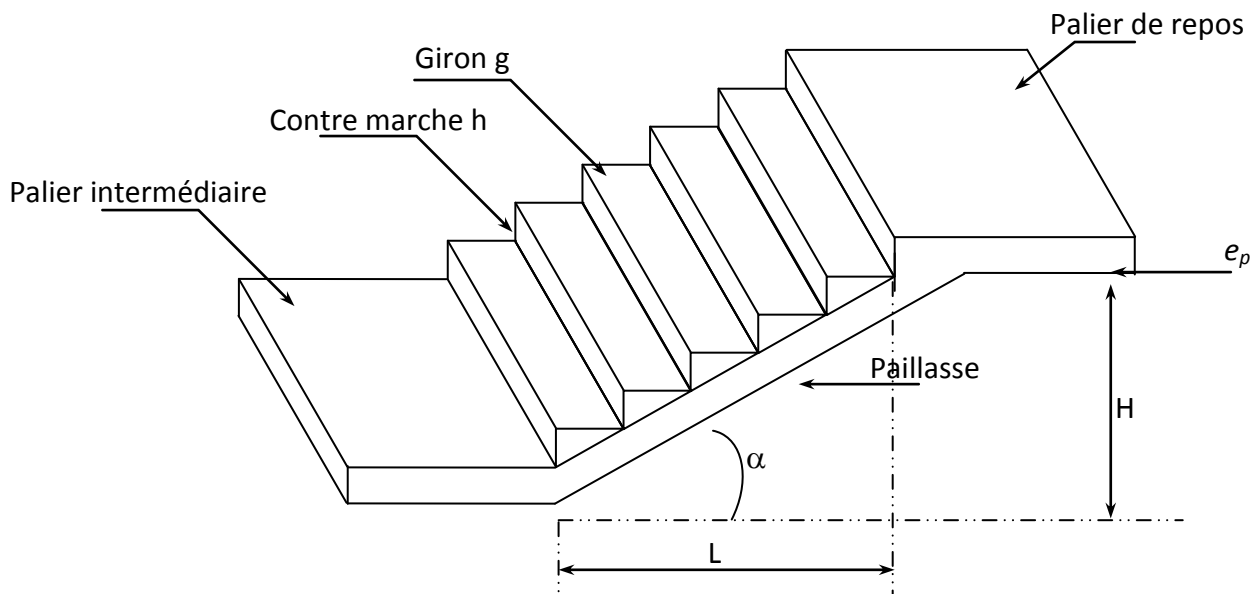
1) Définition

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une construction. La relation empirique qui lie les deux dimensions g et h et qui permet de concevoir un escalier de déplacement confortable est la relation de BLONDEL.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place.

Les escaliers de RDC : sont à trois volés avec deux paliers intermédiaires.

Les escaliers de 1^{er} niveau jusqu'à 9 niveau : sont à deux volés avec un palier intermédiaire.



2) Terminologie

La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.

Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 14 à 18 cm.

Le giron (g) : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.

La montée : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

Une volée : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.

L'embranchement (E) : représente la largeur de la marche.

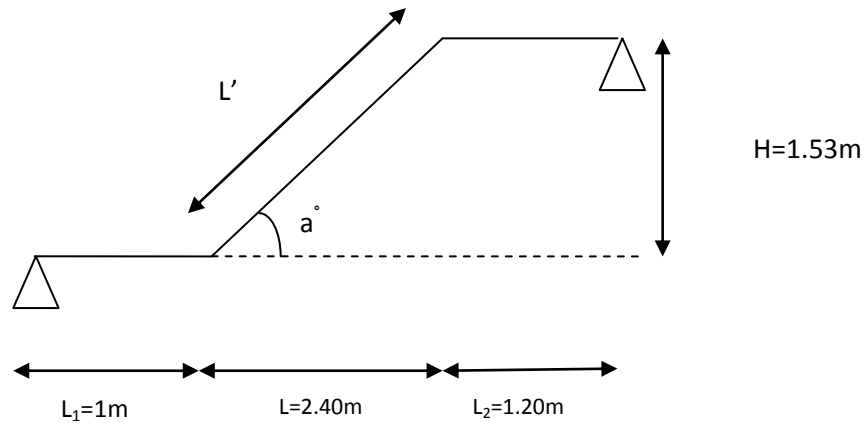
La ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.

La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches.

3) Pré dimensionnement de l'escalier de l'étage courant

Notations utilisées :

- **g** : giron.
- **h** : hauteur de la contre marche.
- **ep**: épaisseur de la paillasse.
- **H** : hauteur de la volée.
- **L** : longueur de la volée projetée.



***La relation de BLONDEL :**

$$58 \text{ cm} \leq g+2.h \leq 60 \text{ à } 64 \text{ cm.}$$

Soit : $16 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm.}$

On prend : **h = 17 cm.**

Cherchant le nombre de contre marche « n » : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

→ $m = n - 1 = 8$ marches

***calcul de « g » :**

$$58 \text{ cm} \leq g+2.h \leq 60 \text{ à } 64 \text{ cm} \leftrightarrow 58 \text{ cm} \leq g+2.17 \leq 64 \text{ cm}$$

$$24 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

On prend : **g = 30 cm.**

***Raideur « r » :** on appelle raideur d'escalier qui doit être inférieur à (1).

$$n = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 < 1 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

***Calcul de longueur de la ligne de foulée**

$$L = g(n-1) = 30(9-1) = 240 \text{ cm.}$$

⇒ **L = 240 m.**

4) Dimensionnement de la paillasse :

Le pré dimensionnement se fera pour une poutre simplement appuyée sur les deux côtés, l'épaisseur de la paillasse (e_p) est donnée par :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : $L_0 = L_1 + L' + L_2$

Calcul de L' :

$$\operatorname{tg}(a) = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \rightarrow a = 32,5^\circ$$

$$\cos(a) = \frac{L}{L'} \leftrightarrow L' = \frac{L}{\cos(a)} = \frac{240}{0,843} = L' = 2,847m$$

$$L_0 = L_1 + L' + L_2 = 2,847 + 1 + 1,20 = 464,6 \text{ cm.} \Rightarrow L_0 = 5,047 \text{ m.}$$

$$\frac{504,7}{30} \leq ep \leq \frac{504,7}{20} \leftrightarrow 16,82 \leq ep \leq 25,23$$

On prend : $ep = 20 \text{ cm.}$

5) Détermination des sollicitations de calcul

a) Charge permanente

La volée :

Poids propre de la paillasse : $0,20 \times 25 / \cos(32,5^\circ) = 5,93 \text{ Kn/m}^2$

Poids propre de la marche : $25 \times 0,17 / 2 = 2,125 \text{ Kn/m}^2$

Poids propre de revêtement :

- Carrelage : $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ Kn/m}^2$
- Mortier de pose : $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ Kn/m}^2$
- Enduit en ciment : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ Kn/m}^2$
- Lit de sable : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ Kn/m}^2$
- Poids propre du garde corps : $0,2 \text{ Kn/m}^2$

$$G_{\text{tot}} = 9,775 \text{ Kn/m}^2$$

Le palier :

- Poids de la dalle : $25 \times 0,20 = 5 \text{ Kn/m}^2$
- Carrelage : $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ Kn/m}^2$
- Mortier de pose : $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ Kn/m}^2$
- Lit de sable : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ Kn/m}^2$
- Enduit en ciment : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ Kn/m}^2$

$$G_{\text{tot}} = 6,52 \text{ Kn/m}^2$$

Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier ; $Q = 2,5 \text{ kN / m}^2$

La volée : $Q_v = 2,5 \text{ Kn/m}^2$

Le palier: $Q_p = 2,5 \text{ Kn/m}^2$

6) Combinaisons de charges et surcharges :

ELU : (1,35G+1,5Q) × 1ml

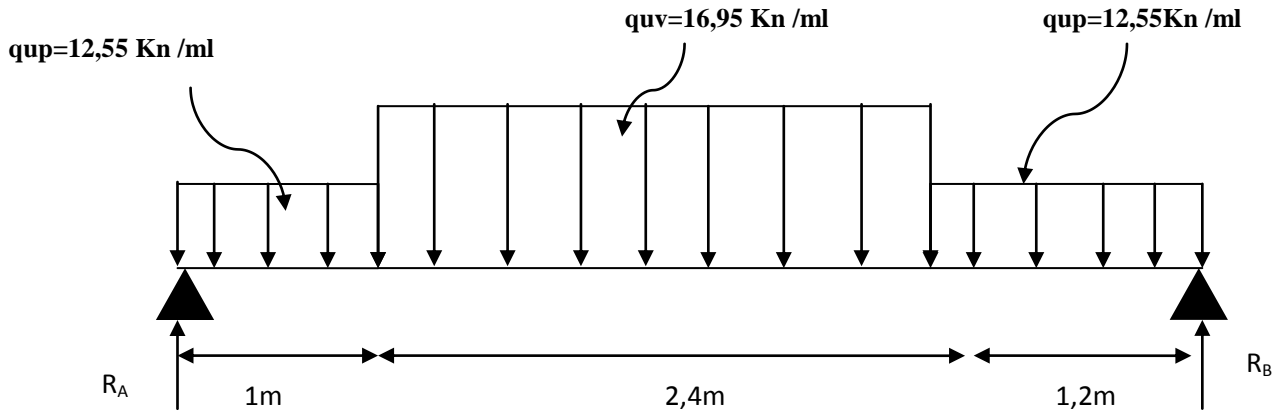
$$\text{Volée : } q_{uv} = (1,35 \times 9,775 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 16,95 \text{ Kn / ml}$$

$$\text{Palier : } q_{up} = (1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 12,55 \text{ Kn/ml}$$

ELS : (G+Q) × 1ml

$$\text{Volée : } q_{sv} = (9,775 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 12,275 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{sp} = (6,52 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 9,02 \text{ Kn/ml}$$



***Calcul des réactions**

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 68.29 \text{Kn}$$

$$\sum M/A$$

$$R_B \times 4.6 - [16.95 \times 2.4(2.4/2 + 1)] - [12.55 \times 1.2(1.2/2 + 3.4)] - 12.55 \times 1(1/2) = 0$$

$$R_B = 33.91 \text{ Kn} \rightarrow R_A = 34.38 \text{ Kn}$$

***Calcul des efforts tranchants:**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1\text{m}$:

$$T_1(x) - 34.38 + 12.55 x = 0$$

$$T_1(x) = -12.55 x + 34.38$$

$$T_1 = 34.38 \text{KN} \quad \text{pour} \quad x = 0$$

$$T_1 = 21.83 \text{KN} \quad \text{pour} \quad x = 1\text{m}$$

2^{eme} tronçon : $1 \leq x \leq 3.4\text{m}$:

$$T_2(x) - 34.38 + 12.55(1) + 16.95(x-1) = 0$$

$$T_2(x) = -16.95 x + 38.78$$

$$T_2 = 21.83 \text{ KN} \quad \text{pour} \quad x = 1$$

$$T_2 = -18.85 \text{KN} \quad \text{pour} \quad x = 3.4\text{m}$$

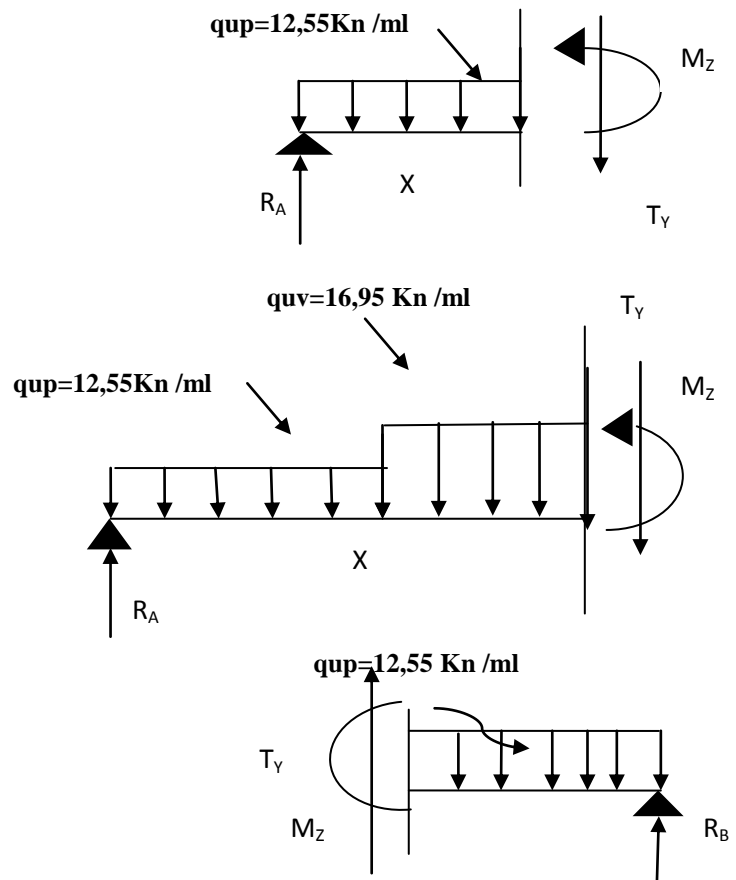
3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$:

$$T_3(x) + 33.91 - 12.55 x = 0$$

$$T_3(x) = 12.55 x - 33.91$$

$$T_3 = -33.91 \text{KN} \quad \text{pour} \quad x = 0$$

$$T_3 = -18.85 \text{ KN} \quad \text{pour} \quad x = 1.2 \text{ m}$$



***Calcul des moments fléchissant :**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1\text{m}$:

$$M_{z1} = -12.55 x^2/2 + 34.38x$$

$$M_{z1} = 0 \quad \text{pour } x = 0$$

$$M_{z1} = 28.105\text{KN.m} \quad \text{pour } x = 1\text{m}$$

2^{eme} tronçon : $1 \leq x \leq 3.4\text{m}$:

$$M_{z2} = 34.38x - (12.55x1)(x-0.5) - 16.95(x-1)^2/2$$

$$M_{z2} = 28.105\text{KN.m} \quad \text{pour } x = 1$$

$$M_{z2} = 31.68 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 3.4\text{m}$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$:

$$M_{z3} = -12.55 x^2/2 + 33.91x$$

$$M_{z3} = 0 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 0$$

$$M_{z3} = 31.65 \quad \text{pour } x = 1.2\text{m}$$

***Calcul du moment max :**

La section la où se situ le moment max est en deuxième tronçon :

$$T_2(x) = -16,95 x + 38.78 = 0 \text{ d'où } x = 2.29\text{m}$$

Puis on calcul le moment max :

$$M_{z2} = 34.38x - (12.55x1)(x-0.5) - 16.95(x-1)^2/2$$

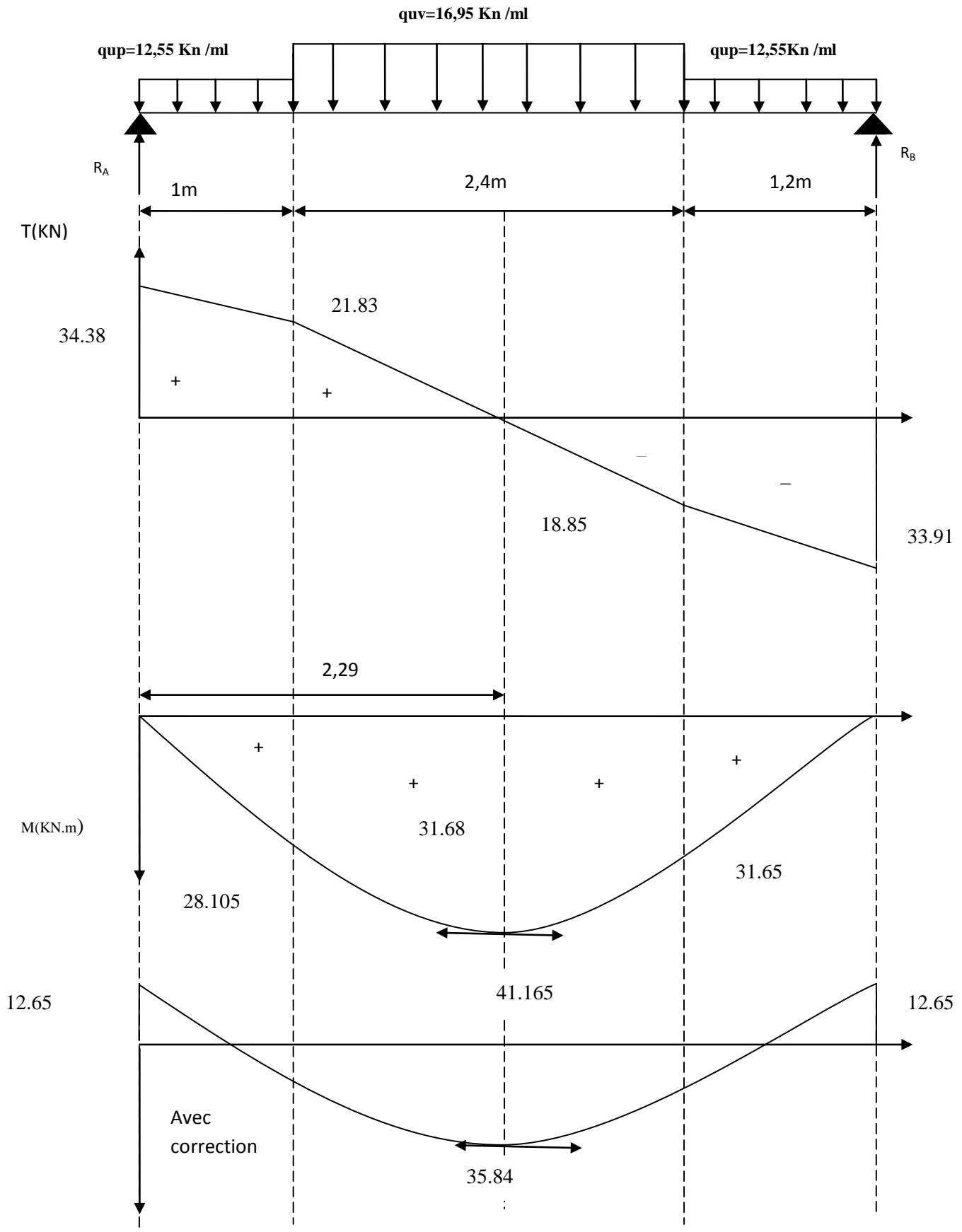
$$M_{\text{max}} = M(x=2.29) = 42.165\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{\text{ua}} = -0.3 M_z^{\text{max}} = -12.65\text{KN.m}$

- en travées : $M_{\text{ut}} = 0.85 M_z^{\text{max}} = 35.84\text{KN.m}$

*Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

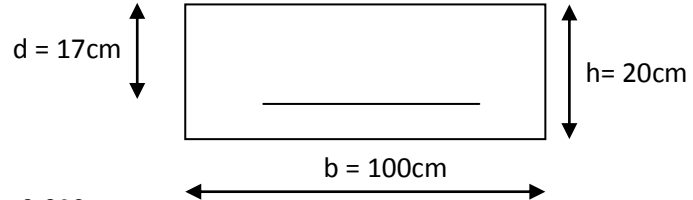


7) Calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

➤ Armatures principales :

$$M_u = 12.65 \text{ KN.m}$$



➤ Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1265}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.03 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0.03 \Rightarrow \beta_u = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{1265}{0.985 \times 17 \times 34.8} = 2.17 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 7HA10 ($A_a = 5.49 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ En travées :

$$M_t = 35.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3584}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.087 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.087 \Rightarrow \beta_u = 0.957$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{3584}{0.957 \times 17 \times 34.8} = 6.33 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 7HA12/ml ($A_t = 7.9 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Armatures de répartition :

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartition avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.9}{4} = 1.975 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10 ($A_{rt} = 3.92 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

8)Vérification à l'ELU :

a-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 5.49\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,05\text{cm}^2$

- En travées : $A_t = 7.9\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,05\text{cm}^2$ La condition est vérifiée

b-Espacement des barres :

➤ **Armatures principales :**

- Aux appuis : $e = 15\text{cm}$
 - En travées : $e = 15\text{cm}$

} $< \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ **condition vérifiée.**

➤ **Armatures de répartition :**

- Aux appuis : $e = 20\text{cm}$
 - En travées : $e = 20\text{cm}$

} $< \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ **condition vérifiée.**

c-Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :

$$T_{u \max} = 34,38\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{34380}{1000 \times 160} = 0.214 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0.214\text{MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d-Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{T_{\text{umax}}}{f_{su}} = \frac{34380}{348 \times 100} = 0.987 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.49 \text{ cm}^2 > 0.987 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34380}{0.9 \times 170 \times 157} = 1.431 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.431 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

c-Ancrage des barres (A-6-1-23) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

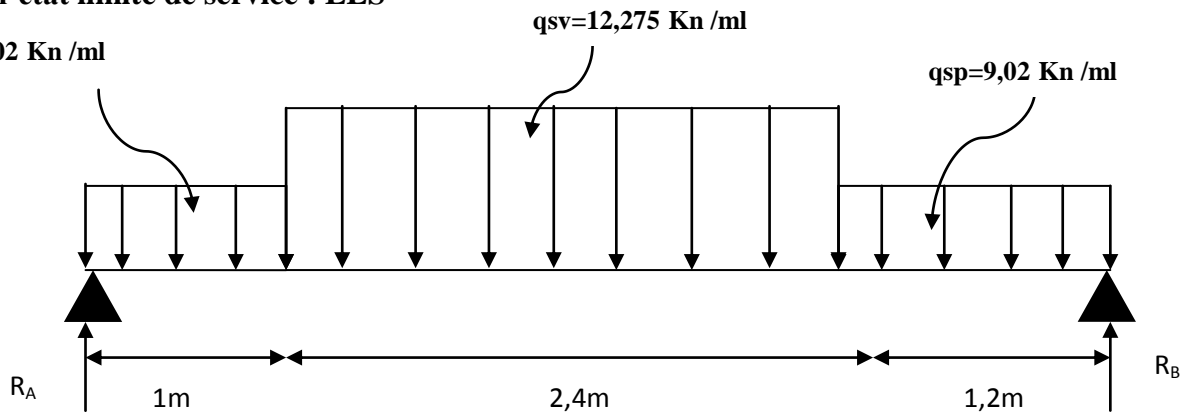
$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

9) Calcul à l'état limite de service : ELS



*Calcul des réactions

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 49,30 \text{ Kn}$$

$$\sum M/A$$

$$R_B \times 4.6 - [12.275 \times 2.4(2.4/2 + 1)] - [9.02 \times 1.2(1.2/2 + 3.4)] - 9.02 \times 1(1/2) = 0$$

$$R_B = 24.48 \text{ Kn} \rightarrow R_A = 24.82 \text{ Kn}$$

*Calcul des efforts tranchants:

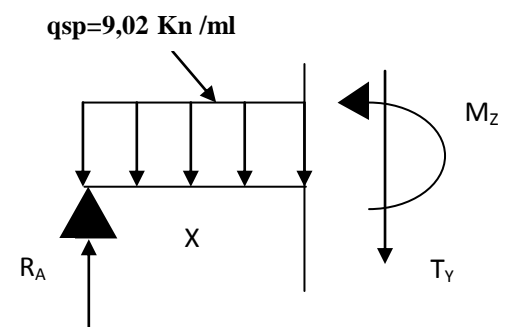
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1 \text{ m}$:

$$T_1(x) - 24.82 + 9.02 x = 0$$

$$T_1(x) = -9.02 x + 24.82$$

$$T_1 = 24.82 \text{ KN} \quad \text{pour} \quad x = 0$$

$$T_1 = 15.80 \text{ KN} \quad \text{pour} \quad x = 1 \text{ m}$$



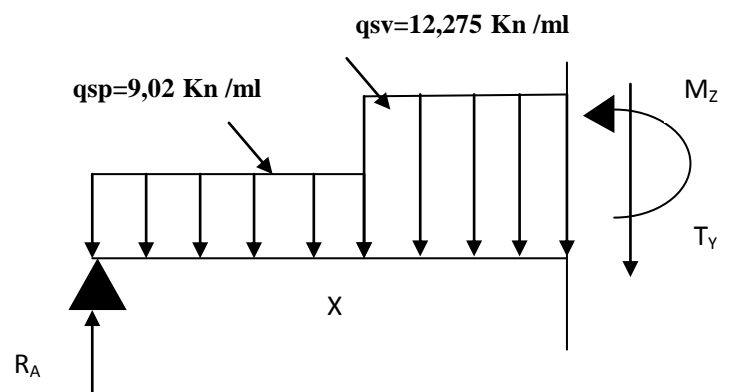
2^{eme} tronçon : $1 \leq x \leq 3.4 \text{ m}$:

$$T_2(x) - 24.82 + 9.02(1) + 12.275(x - 1) = 0$$

$$T_2(x) = -12.275 x + 28.075$$

$$T_2 = 15.80 \text{ KN} \quad \text{pour} \quad x = 1$$

$$T_2 = -13.66 \text{ KN} \quad \text{pour} \quad x = 3.4 \text{ m}$$



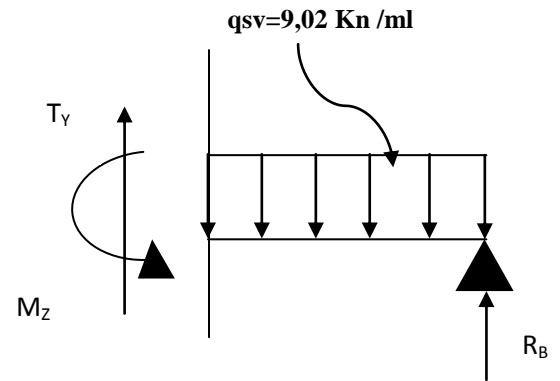
3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$:

$$T_3(x) + 24.48 - 9.02 x = 0$$

$$T_3(x) = 9.02 x - 24.48$$

$$T_3 = -24.48\text{KN} \quad \text{pour } x = 0$$

$$T_3 = -13.66\text{KN} \quad \text{pour } x = 1.2 \text{ m}$$



***Calcul des moments fléchissant :**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1\text{m}$:

$$M_{z1} = -9.02 x^2/2 + 24.82x$$

$$M_{z1} = 0 \quad \text{pour } x = 0$$

$$M_{z1} = 20.31\text{KN.m} \quad \text{pour } x = 1\text{m}$$

2^{eme} tronçon : $1 \leq x \leq 3.4\text{m}$:

$$M_{z2} = 24.82x - (9.02 \times 1)(x - 0.5) - 12.275(x - 1)^2/2$$

$$M_{z2} = 20.31 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 1$$

$$M_{z2} = 22.88 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 3.4\text{m}$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$:

$$M_{z3} = -9.02 x^2/2 + 24.48x$$

$$M_{z3} = 0 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 0$$

$$M_{z3} = 22.88 \quad \text{pour } x = 1.2\text{m}$$

***Calcul du moment max :**

La section où se situe le moment max est en deuxième tronçon :

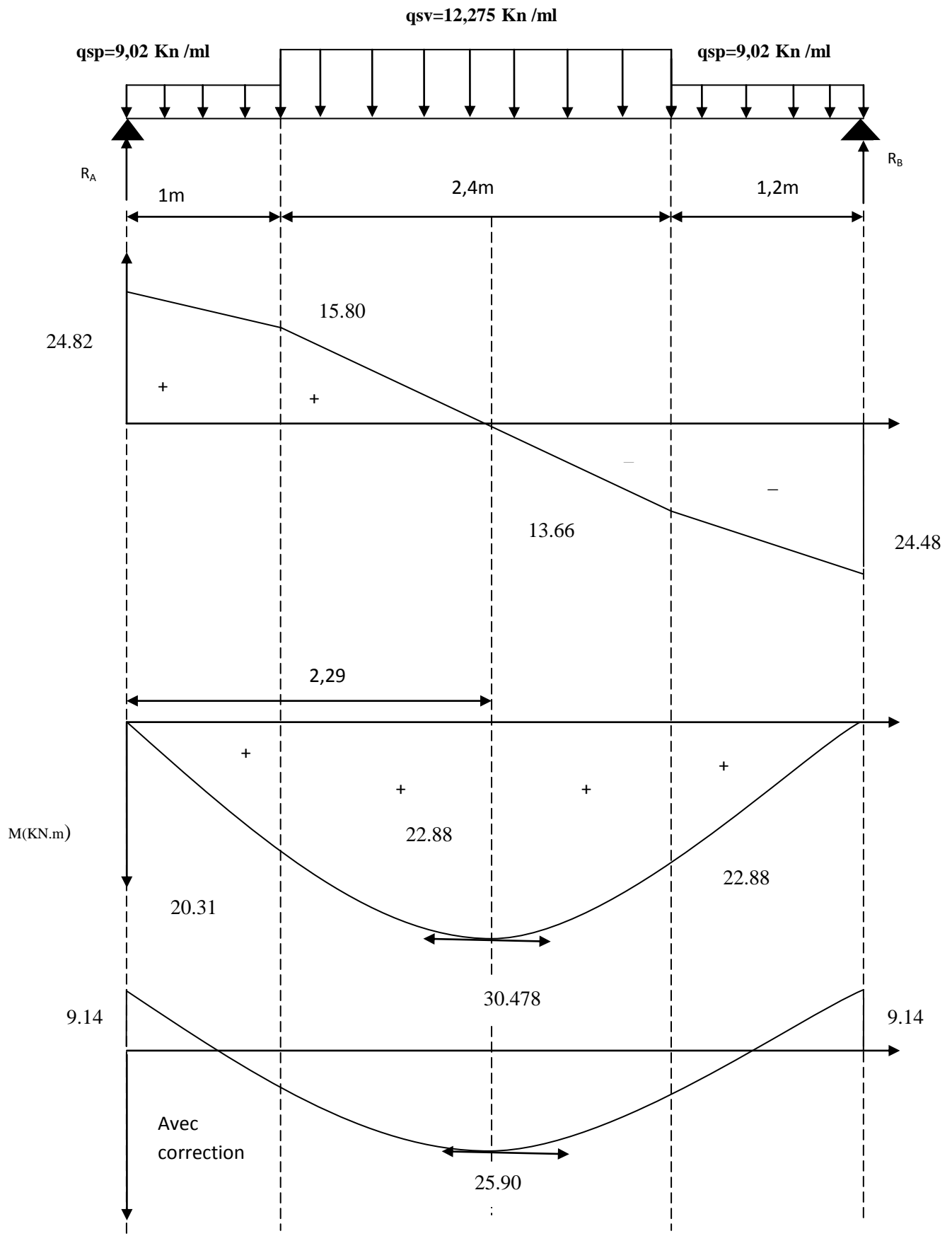
$$T_2(x) = -12.275 x + 28.075 = 0 \text{ d'où } x = 2.29\text{m}$$

$$M_{\text{max}} = M(x = 2.29) = 30.478\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{sa} = -0.3 M_z^{max} = -9.14 \text{ KN.m}$
- en travées : $M_{st} = 0.85 M_z^{max} = 25.90 \text{ KN.m}$

*Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :



9)Vérification à l'ELS :

➤ **Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement.

a-Armatures longitudinales :

• **Aux appuis :**

$$\mu_{la} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{9140}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_{la} = 0.022 \longrightarrow \beta_1 = 0.8045$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9140}{0.8045 \times 17 \times 348} = 1.92 \text{cm}^2$$

$$. A_{sa} < 5,49 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• **En travée :**

$$\mu_{lt} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{25900}{100 \cdot 17^2 \cdot 14.2} = 0.063 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_{lt} = 0.063 \longrightarrow \beta_1 = 0.744$$

$$A_{st} = \frac{25900}{0.744 \times 17 \times 348} = 5.88 \text{cm}^2$$

$$A_{st} < 7.9 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$M_t = 25.90 \text{KN.m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

• **En travées : $A_{st} = 7.9 \text{cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \times 7.9}{100 \times 17} = 0.464$$

$$\rho_1 = 0.464 \Rightarrow \beta_1 = 0.8965, \text{ et } K=0.03$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{25.90 \times 10^6}{790 \times 0.8965 \times 170} = 215.11 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0.03 \times 215.11 = 6.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 5.49 \text{ cm}^2$

$$M_a = 9.14 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 5.49}{100 \times 17} = 0.322$$

$$\rho_1 = 0.322 \Rightarrow \beta_1 = 0.9115, \text{ et } K=0.024$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{9.14 \times 10^6}{549 \times 0.9115 \times 170} = 107.44 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0.024 \times 107.44 = 2.578 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.578 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c-Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

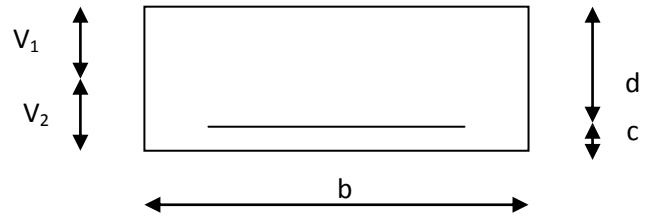
$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{4.60} = 0.0434 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.20}{4.6} = 0.0434 < \frac{25.90}{10 \times 30.478} = 0.0849 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4600}{500} = 9.2mm$$



Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195MPa$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \times h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7.9 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 7.9} = 10.39 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 10 - 10.39 = 9.61 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3}(10.39^3 + 9.61^3) + 15 \times 7.9(9.61 - 3)^2$$

$$I_0 = 72148.38 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{7.9}{100 \times 17} = 0.004647$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0,02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.004647} = 1.8076$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004647 \times 384 + 2.1} \right\} = 0.60217$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{25.90 \times 10^6 \times 4600^2}{10 \times 32164.19 \times 72148.38 \times 10^4} = 2.36 \text{ mm.}$$

➤ Donc $f < \bar{f} = 8.2 \text{ mm}$ condition vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

Remarque : On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.

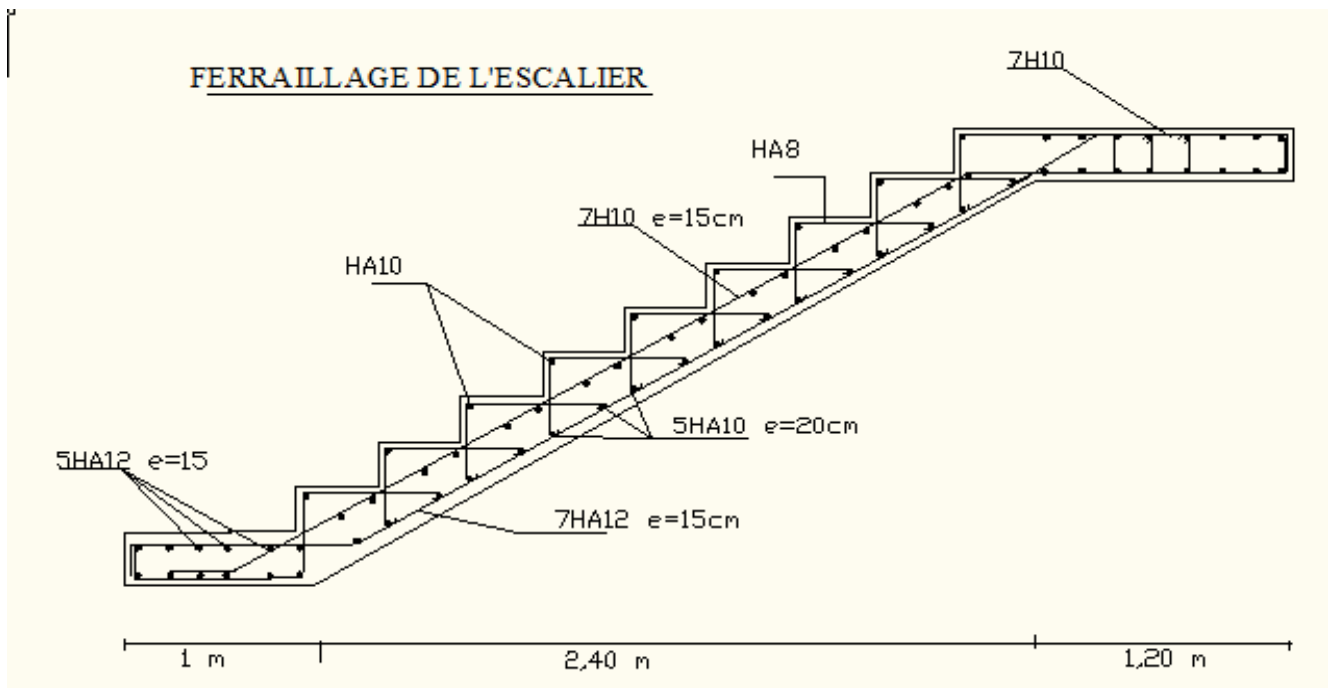


Figure III-17 : Ferrailage de l'escalier

III.5) Etude de la poutre palière :

1) Pré dimensionnement :

*Hauteur :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 3.1m (entre nu d'appuis).

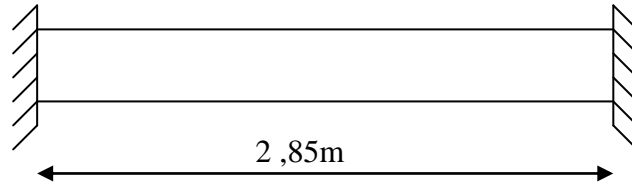


Schéma de la poutre palière

*Pré dimensionnement

➤ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad l : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$

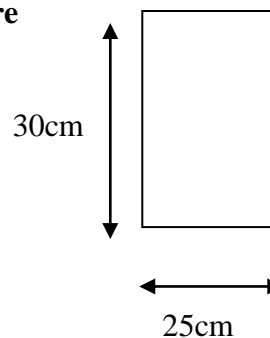
$$\frac{285}{15} \leq h_t \leq \frac{285}{10} \Rightarrow 19 \text{ cm} \leq h_t \leq 28,5 \text{ cm}$$

On prend $h_t = 30 \text{ cm}$

➤ La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend $b = 25 \text{ cm}$



section de la poutre palière.

*Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;

$$b \geq 25 \text{ cm} , h \geq 30 \text{ cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{d'où} \quad 12 \text{ cm} \leq h_t \leq 21 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour : $b = 25 \text{ cm}$

Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

2) Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN/ml}$
- poids du mur $G_M = 2,36 \times 1 = 2,36 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 33,91 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 24,48 \text{ KN}$

2) Calcul à l'ELU :

*Calcul des efforts internes :

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times (1.875 + 2.36) + 33.91 = 39.63 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{39.63 \times 2.85^2}{8} = 40.24$$

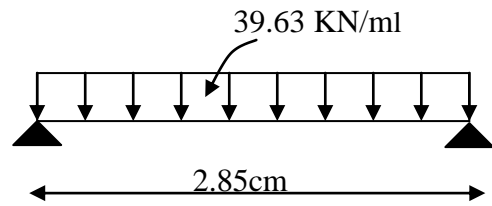
Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{39.63 \times 2.85}{2} = 56.47 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3M_u = -12.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 34.20 \text{ N.m}$$



*Diagramme du moment et de l'effort :

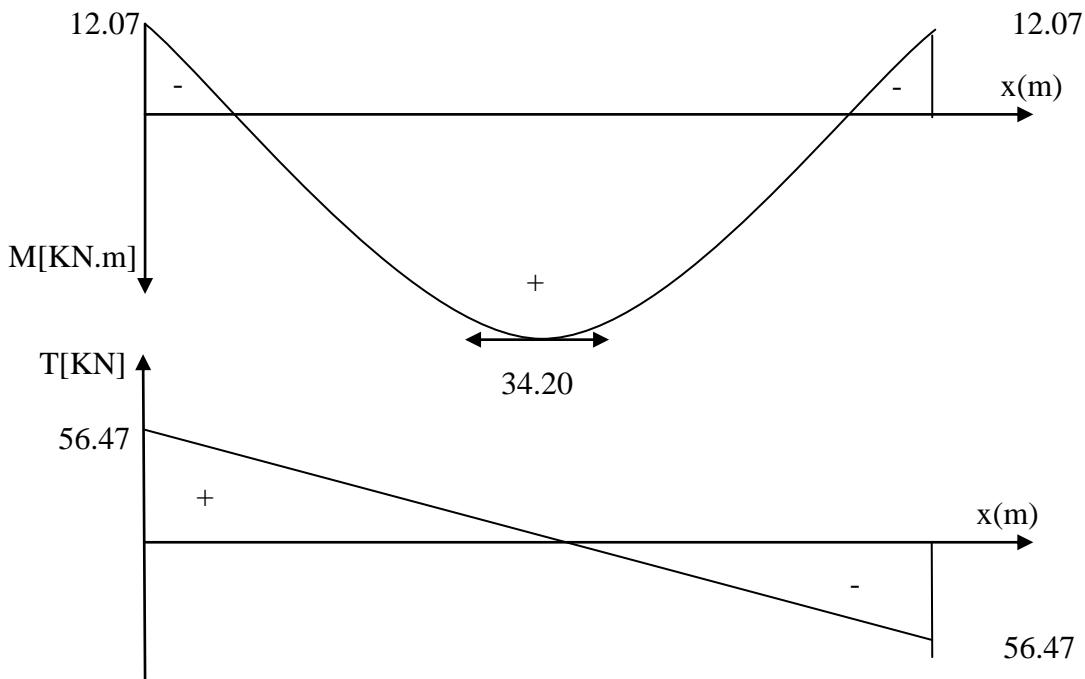
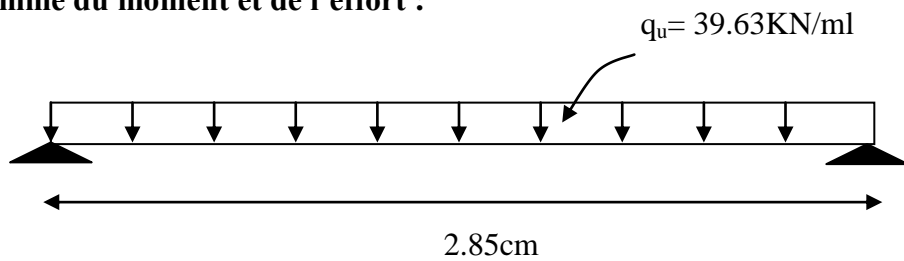


Figure III-21 Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

3) Ferrailage :

***En travées :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{34.20 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.122$$

$$\mu_t = 0.122 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.120 \Rightarrow \beta = 0.935$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1.d.\sigma_{St}} = \frac{34.20 \times 10^3}{0.935 \times 28 \times 348} = 3.75 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA } 14 = 4.62 \text{ cm}^2$

***Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d.^2.\sigma_{bc}} = \frac{12.07 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0.043 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.043 \Rightarrow \beta_1 = 0.9785$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1.d.\sigma_{St}} = \frac{12.07 \times 10^3}{0.9785 \times 28 \times 348} = 1.26 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$

4) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art-A-4.2,1 BAEL91):

$$A_{\min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

a) En travée : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL91) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{56.47 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.8 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ La Condition est vérifiée.

c) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL91):

1) Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) = \frac{1.15}{400} (56.47 \times 10^3 + \frac{12.07 \times 10^6}{0.9 \times 280}) = 300 \text{mm}^2 = 3 \text{cm}^2$$

$$A_{sa} = 3.38 \text{ cm}^2 > 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

2) Influence sur le béton :

$$T_{u\max} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 280 \times \frac{25}{1.5} = 420 \text{ KN} > T_u = 55.22 \text{ KN} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

3) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des armatures} : \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi$$

$$\tau_u = \frac{56.47 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 1.982 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.982 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

d) Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14 ; 8.57 ; 25 \} = 8.57 \text{ mm}$$

$$\text{On prend un cadre et un étrier en HA8} \quad A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

e) Ecartement des barres :

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

1) En zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.80 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7.5 \text{ cm} ; 16.8 \text{ cm} \}$$

On prend : $S_t = 7 \text{ cm}$

2) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

f) Ancrage des barres (A-6-1-2, BAEL91):

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 50.30 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$.

5) Calcul à l'ELS :

a) Combinaison des charges :

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 1.875 + 2.36 + 24.48 = 28.72 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{28.72 \times 2.85^2}{8} = 29.16 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{28.72 \times 2.85}{2} = 40.93 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -8.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 24.79 \text{ KN.m}$$

b) Vérification des contraintes :

a) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

1) Aux appuis :
$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484$$

$$\rho_1 = 0.484 \Rightarrow \beta_1 = 0.895 \text{ et } K = 0.031$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_a \cdot \beta \cdot d} = \frac{8.75 \times 10^6}{339 \times 0.895 \times 280} = 102.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,031 \times 102,99 = 3,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

2) En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,660$$

$$\rho_1 = 0,660 \Rightarrow \beta_1 = 0,881 \text{ et } K = 0,037$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{24,79 \times 10^6}{462 \times 0,881 \times 280} = 217,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,037 \times 217,52 = 8,04$$

$$\sigma_{bc} = 8,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

c) Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,30}{2,85} = 0,105 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,30}{2,85} = 0,105 > \frac{24,79}{10 \times 29,16} = 0,085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{28 \times 25} = 0,0048 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

d) Etat limite de déformation :

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

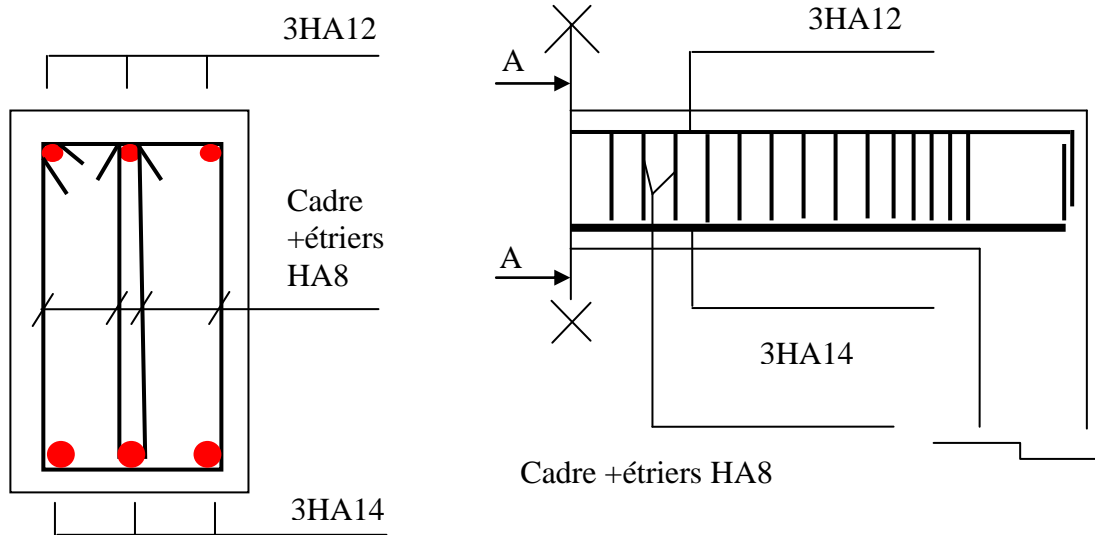


Figure III-21: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6) Etudes des balcons :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive; son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L : \text{largeur du balcon.}$$

Le garde corps du balcon est en briques ayant un égal à 1KN/ml.

$$e_p \geq \frac{120}{10} = 12cm. \quad \text{On prend } e_p = 15cm$$

a) Charges et surcharges :

Charges permanentes :

- Poids propre de la dalle pleine : $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable (2cm) : $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/ml}$
- Mortier de pose (2cm) : $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/ml}$
- Carrelage scellé (2cm) : $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment (2cm) : $0,02 \times 10 = 0,20 \text{ KN/ml}$

- $G_1 = 5,15 \text{ KN/ml}$

Poids propre du garde corps : $G_2 = 1 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$

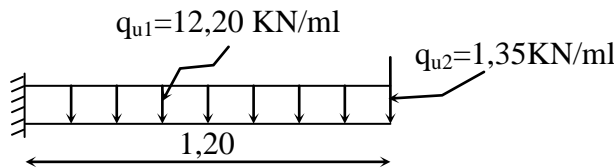
b) combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} \rightarrow \begin{cases} q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 12,20 \text{ KN/ml} \\ q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \rightarrow \begin{cases} q_{s1} = G_1 + Q_1 = 8,65 \text{ KN/ml} \\ q_{s2} = G_2 = 1 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

c) calcul à l'E.L.U :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m de large. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.



$$\text{Soit : } M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12,20 \times 1,20^2}{2} + 1,35 \times 1,20 = 10,4 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 15,99 \text{ KN}$$

- Calcul de la section d'armatures à la flexion simple :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10,4 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,0509 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,0509 \rightarrow \alpha = 0,0641 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,4 \times 10^6}{0,974 \times 120 \times 34800} = 2,19 \text{ cm}^2$$

On adopt 5HA10 $\rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2$, $S_{t1} = 20 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On adopt 5HA8 $\rightarrow A_r = 2,51 \text{ cm}^2$, $S_{t2} = 20 \text{ cm}$

d) Vérification :

• **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2$$

donc $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,449 \text{ cm}^2$ «condition vérifiée»

• **Ecartement des barres :**

Pour les armatures principales : $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$S_{t1} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ «condition vérifiée»

Pour les armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$S_{t2} = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ «condition vérifiée »

• **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,15f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} \quad \text{«Fissuration préjudiciable»}$$

$$\tau_u = \frac{19,04 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0,13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

• **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi$$

$$\sum U_i = 5 \pi 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{15,99 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 157} = 0,943 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

longueur de scellement :

la longueur de scellement droit est donnée par la loi

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 3.15} = 317.46 \text{ mm} \quad \text{soit } l_s = 35 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal

La longueur de recouvrement d'après le BAEL91(Art6.1.2.5.3) est fixée pour les aciers HA : $l_a = 0.4 \times l_s$

$$l_a = 0.4 \times 317.46 = 126.984 \text{ mm}$$

Soit $l_a = 13 \text{ cm}$

e) calcul à l'ELS :

1. combinaison de charges :

- dalle : $q_s = G_1 + Q = 5.15 + 3.5 = 8.65 \text{ KN/ml}$
- garde corps : $g_s = G_2 = 1 \text{ KN/ml}$

2. calcul des moments :

$$M_s = M_{q_s} + M_{g_s} = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \left(\frac{8.65 \times 1.20^2}{2} + 1 \times 1.20 \right) = 7,428 \text{ KN.m}$$

3. vérification à l'ELS :

a) vérification des contraintes dans le béton :

$$\text{On a : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.0509 \rightarrow \alpha = 0,0641$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10.4}{7,428} = 1.4$$

$$\alpha = 0,0641 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte des aciers :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.66 ; 201.63 \} \quad \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 13} = 0.302$$

$$\beta_1 = 0.913 ; K_1 = 42,47 \quad K = \frac{1}{K_1} = 0.023$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{B_1 d A} = \frac{7,428 \times 10^3}{0,913 \times 13 \times 3,93} = 159.24 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 159,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$condition vérifiée

c) vérification de la flèche (BAEL.99/Artb6.5,2) :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.125 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = 0.085 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 13} = 0.003 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

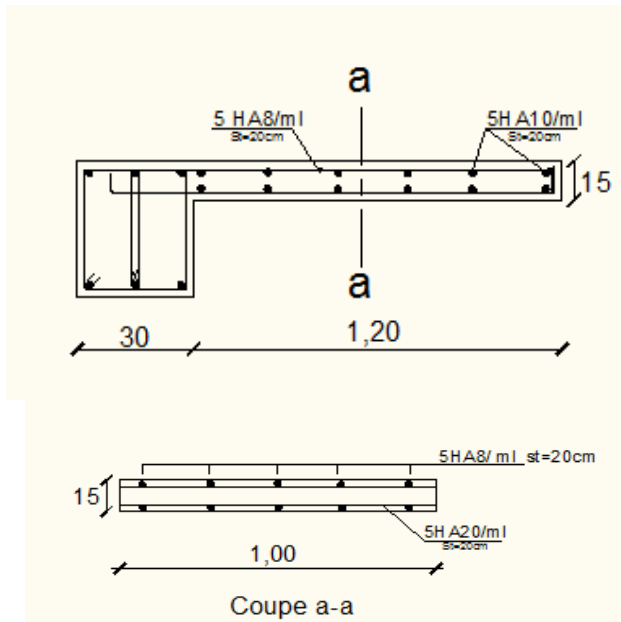


Figure III-22: Schéma ferrailage du balcon

III.7) Etudes de L'acrotère :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée au niveau du dernier plancher. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre, et un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant en un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée, pour une bande de 1m de largeur.

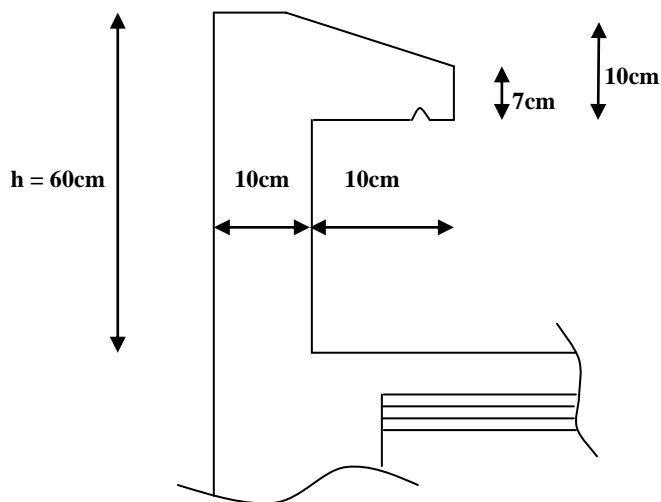


Figure III-23: Coupe verticale de l'acrotère

a) Schéma statique

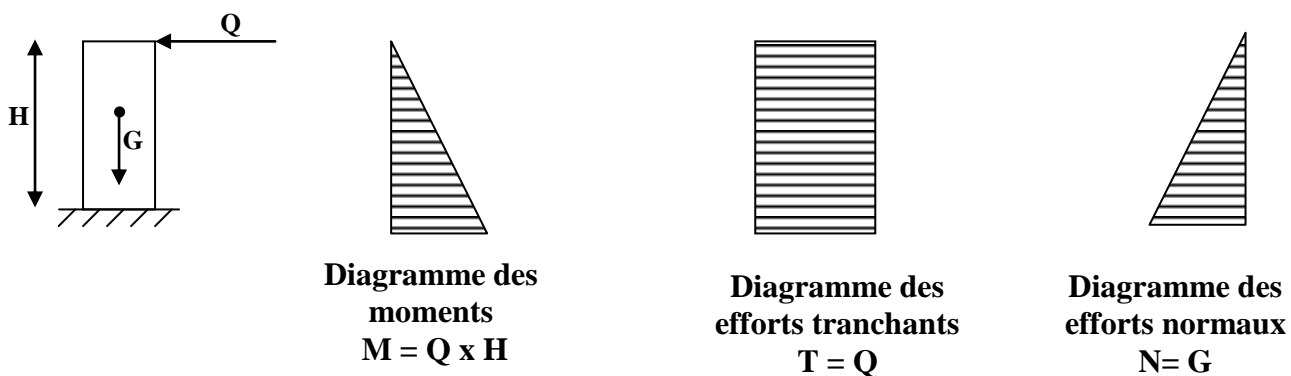


Figure III- 24: Diagramme des moments et efforts tranchants.

b) Calcul des sollicitations

- Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \times S = 25 \left[(0,5 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + \frac{0,03 \times 0,2}{2} \right]$$

$$G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : masse volumique du béton,

S : section longitudinale de l'acrotère.

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ ml} = 0,6 \text{ KNm}$$

- Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

- Effort normal du au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,675 \text{ KN}$

c) Combinaison de charge

A l'ELU :

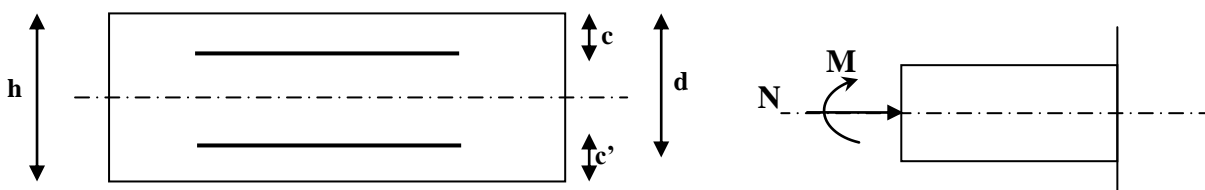
$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,675 = 2,26 \text{ KN} \quad \text{et} \quad T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

A l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = G = 1,675 \text{ KN} \quad \text{et} \quad T_s = Q = 1 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0,6 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

d) Ferrailage

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



h : epaisseur de la section,

c et c' : enrobage,

d = h - c : hauteur utile,

M_f : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues .

e) Calcul de l'excentricité à l'ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,26} = 0,39m = 40\text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{ cm} \quad \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et N est un effort de compression . Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée.

f) Calcul en flexion simple

Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,26 \left(\frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 0,9452\text{KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,9452 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,01358 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,993$$

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,9452 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,39\text{cm}^2$$

g) Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,39 - \frac{2,26}{34,8} = 0,325\text{ cm}^2$$

h) Vérification à l'ELU

1) Condition de non fragilité :(Art.A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845\text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845\text{cm}^2 > A = 0,325\text{ cm}^2$$

Conclusion

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,845\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25cm

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA6 = 0,85cm² avec un espacement $S_1 = 25\text{cm}$.

2) Vérification au cisaillement

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) Vérification de l'adhérence des barres

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec } \sum u_i : \text{somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = 4\pi 8 = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,6 = 24\text{cm}$$

i) Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

***Vérification dans le béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e , 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min[226,67 , 201,63] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,290 \Rightarrow \beta_1 = 0,914$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,914) = 0,258$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,258}{15(1-0,258)} = 0,023$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,914 \times 7 \times 2,01} = 46,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,023 \times 46,66 = 1,0732 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,0732 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

***Vérification dans les aciers ans les aciers**

On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 46,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

j) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A 5.11)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

k) Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

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

A : coefficient de zone, (Zone II_a, groupe d'usage 2) (A = 0,15)

C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0,8),

W_p : Poids de l'acrotère = 1,675 KN/ml.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,804 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

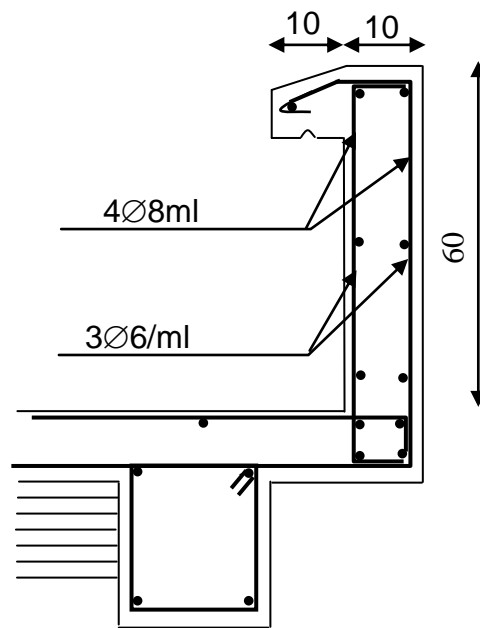


Figure III-25 : Schéma Ferrailage de l'acrotère.

IV.1)Introduction:

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structural d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis – à – vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante dans l'étude du bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voile.
- Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement .Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d' autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer « une inertie fictive »

IV.2)Inertie des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comporte pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

- **Les refends longitudinaux:**

$$I_y = \frac{e.l^3}{12}$$

$$I_x = \frac{e^3.l}{12} < I_y$$

On néglige l'inertie des refends Longitudinaux par rapport à l'axe X

- **Les refends transversaux:**

$$I = I_x = \frac{e.l^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends Transversaux par rapport à l'axe Y.

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assurer la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesurée au dernier niveau ou la section des poteaux est (30x30)

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent :

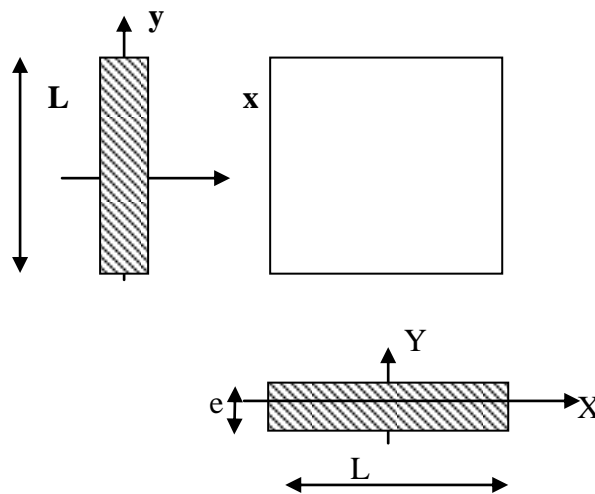


Figure IV.1: Vue en plan et en coupe du voile

| Voile | Epaisseur (m) | Longueur (m) | $I_x(m^4)$ |
|-------|---------------|--------------|------------|
| VL 1 | 0,25 | 3,1 | 0,62064583 |
| VL 2 | 0,25 | 3,1 | 0,62064583 |
| VL 3 | 0,25 | 2,08 | 0,18747733 |
| VL 4 | 0,25 | 3,1 | 0,62064583 |
| VL 5 | 0,25 | 3,1 | 0,62064583 |
| VL 6 | 0,25 | 3,1 | 0,62064583 |
| VL7 | 0,25 | 3,1 | 0,62064583 |
| | | | 3,91135233 |

Tableau IV -1 : l'inertie des voiles longitudinaux.

| Voile | Epaisseur (m) | Longueur (m) | $I_Y (m^4)$ |
|-------|---------------|--------------|-------------|
| VT1 | 0,25 | 5,1 | 2,7635625 |
| VT2 | 0,25 | 5,1 | 2,7635625 |
| VT3 | 0,25 | 1,73 | 0,1078691 |
| VT4 | 0,25 | 1,73 | 0,1078691 |
| VT5 | 0,25 | 4,2 | 1,5435 |
| VT6 | 0,25 | 4,2 | 1,5435 |
| | | | 8,82986321 |

Tableau IV-2 : l'inertie des voiles transversaux.

IV.3)calcul des rigidités au niveau des portiques :

IV.3.1): Présentation de la méthode:

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO, celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

Hypothèses de calcul :

- ✓ Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Les diagrammes de répartition des charges doivent être :
 - Rectangulaire pour le vent.
 - Triangulaire pour le séisme.

- ✓ La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- ✓ La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

IV.3.2) Etapes de calcul :

a) Calcul des rigidités linéaire des poteaux et des poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

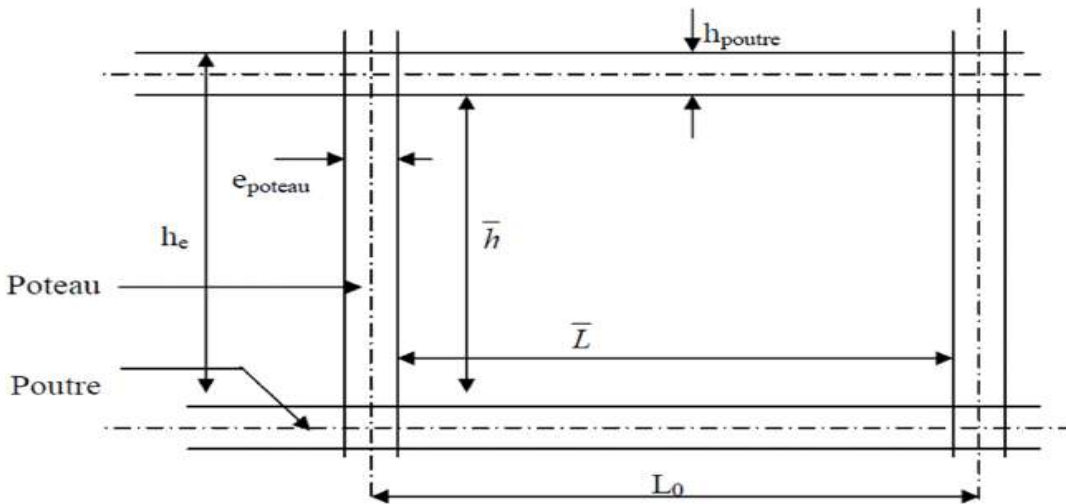


Figure IV-2 : Identification des paramètres

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

h_c et L_c : Hauteurs et longueurs calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{poteau} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$$

h : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

L : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).

h_0 : Hauteur des poteaux entre des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : largeur des poteaux.

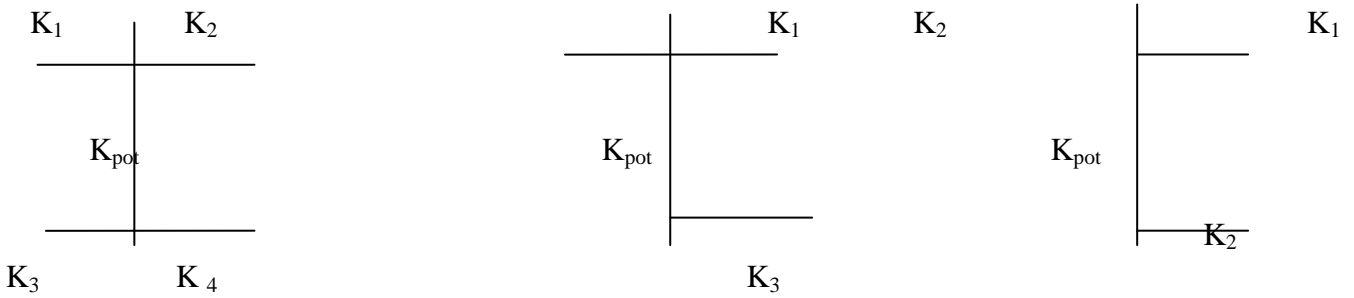
L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

b) Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

• **Cas étage courant :**

En général :
$$\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{ sup} + \sum K_i \text{ inf}}{2K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}} \quad \bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_{pot}} \quad \bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_{pot}}$$

• **Cas de RDC :**



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}} \quad \bar{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants:

| Niveaux | Travée | B(cm) | H(cm) | I(cm) | L ₀ (cm) | E _{pot} (cm) | L(cm) | H(cm) | L _c (cm) | k |
|---------|--------|-------|-------|-------|---------------------|-----------------------|-------|-------|---------------------|-----------|
| toiture | A_B | 30 | 30 | 67500 | 310 | 30 | 280 | 30 | 295 | 228,81356 |
| | B_C | 30 | 30 | 67500 | 310 | 30 | 280 | 30 | 295 | 228,81356 |
| | C_D | 30 | 30 | 67500 | 285 | 30 | 255 | 30 | 270 | 250 |
| | E_F | 30 | 30 | 67500 | 310 | 30 | 280 | 30 | 295 | 228,81356 |
| | F_G | 30 | 30 | 67500 | 310 | 30 | 280 | 30 | 295 | 228,81356 |
| 6,7,8 | A_B | 30 | 30 | 67500 | 310 | 35 | 275 | 30 | 290 | 232,75862 |
| | B_C | 30 | 30 | 67500 | 310 | 35 | 275 | 30 | 290 | 232,75862 |
| | C_D | 30 | 30 | 67500 | 285 | 35 | 250 | 30 | 265 | 254,71698 |
| | E_F | 30 | 30 | 67500 | 310 | 35 | 275 | 30 | 290 | 232,75862 |
| | F_G | 30 | 30 | 67500 | 310 | 35 | 275 | 30 | 290 | 232,75862 |
| 3,4,5 | A_B | 30 | 30 | 67500 | 310 | 40 | 270 | 30 | 285 | 236,84211 |
| | B_C | 30 | 30 | 67500 | 310 | 40 | 270 | 30 | 285 | 236,84211 |
| | C_D | 30 | 30 | 67500 | 285 | 40 | 245 | 30 | 260 | 259,61538 |
| | E_F | 30 | 30 | 67500 | 310 | 40 | 270 | 30 | 285 | 236,84211 |
| | F_G | 30 | 30 | 67500 | 310 | 40 | 270 | 30 | 285 | 236,84211 |
| 1 et 2 | A_B | 30 | 30 | 67500 | 310 | 45 | 265 | 30 | 280 | 241,07143 |
| | B_C | 30 | 30 | 67500 | 310 | 45 | 265 | 30 | 280 | 241,07143 |
| | C_D | 30 | 30 | 67500 | 285 | 45 | 240 | 30 | 255 | 264,70588 |
| | E_F | 30 | 30 | 67500 | 310 | 45 | 265 | 30 | 280 | 241,07143 |
| | F_G | 30 | 30 | 67500 | 310 | 45 | 265 | 30 | 280 | 241,07143 |
| RDC | A_B | 30 | 30 | 67500 | 310 | 50 | 260 | 30 | 275 | 245,45455 |
| | B_C | 30 | 30 | 67500 | 310 | 50 | 260 | 30 | 275 | 245,45455 |
| | C_D | 30 | 30 | 67500 | 285 | 50 | 235 | 30 | 250 | 270 |
| | E_F | 30 | 30 | 67500 | 310 | 50 | 260 | 30 | 275 | 245,45455 |
| | F_G | 30 | 30 | 67500 | 310 | 50 | 260 | 30 | 275 | 245,45455 |

Tableau IV 3 : Rigidités des poutres secondaires (longitudinales).

| niveaux | travée | B (cm) | H (cm) | I (cm ⁴) | L ₀ (cm) | E _{pot} (cm) | L(cm) | H(cm) | L _c (cm) | K |
|---------|--------|--------|--------|----------------------|---------------------|-----------------------|-------|-------|---------------------|------------|
| toiture | A_B | 30 | 40 | 160000 | 510 | 30 | 480 | 40 | 500 | 320 |
| | B_C | 30 | 40 | 160000 | 510 | 30 | 480 | 40 | 500 | 320 |
| | C_D | 30 | 40 | 160000 | 510 | 30 | 480 | 40 | 500 | 320 |
| | E_F | 30 | 40 | 160000 | 420 | 30 | 390 | 40 | 410 | 390,243902 |
| 6,7,8 | A_B | 30 | 40 | 160000 | 510 | 35 | 475 | 40 | 495 | 323,232323 |
| | B_C | 30 | 40 | 160000 | 510 | 35 | 475 | 40 | 495 | 323,232323 |
| | C_D | 30 | 40 | 160000 | 510 | 35 | 475 | 40 | 495 | 323,232323 |
| | E_F | 30 | 40 | 160000 | 420 | 35 | 385 | 40 | 405 | 395,061728 |
| 3,4,5 | A_B | 30 | 40 | 160000 | 510 | 40 | 470 | 40 | 490 | 326,530612 |
| | B_C | 30 | 40 | 160000 | 510 | 40 | 470 | 40 | 490 | 326,530612 |
| | C_D | 30 | 40 | 160000 | 510 | 40 | 470 | 40 | 490 | 326,530612 |
| | E_F | 30 | 40 | 160000 | 420 | 40 | 380 | 40 | 400 | 400 |
| 1 et 2 | A_B | 30 | 40 | 160000 | 510 | 45 | 465 | 40 | 485 | 329,896907 |
| | B_C | 30 | 40 | 160000 | 510 | 45 | 465 | 40 | 485 | 329,896907 |
| | C_D | 30 | 40 | 160000 | 510 | 45 | 465 | 40 | 485 | 329,89691 |
| | E_F | 30 | 40 | 160000 | 420 | 45 | 375 | 40 | 395 | 405,06329 |
| RDC | A_B | 30 | 40 | 160000 | 510 | 50 | 460 | 40 | 480 | 333,33333 |
| | B_C | 30 | 40 | 160000 | 510 | 50 | 460 | 40 | 480 | 333,33333 |
| | C_D | 30 | 40 | 160000 | 510 | 50 | 460 | 40 | 480 | 333,33333 |
| | E_F | 30 | 40 | 160000 | 420 | 50 | 370 | 40 | 390 | 410,25641 |

Tableau IV-4 :Rigidités des poutres principales (transversales)

| Niveau | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | he (cm) | hp (cm) | h' (cm) | e pot (cm) | hc (cm) | k (cm ³) |
|---------|--------|--------|----------------------|---------|---------|---------|------------|---------|----------------------|
| Toiture | 30 | 30 | 67500 | 392 | 30 | 362 | 30 | 377 | 179,045 |
| 8 | 35 | 35 | 125052,083 | 306 | 30 | 276 | 35 | 293,5 | 426,072 |
| 7 | 35 | 35 | 125052,083 | 306 | 30 | 276 | 35 | 293,5 | 426,072 |
| 6 | 35 | 35 | 125052,083 | 306 | 30 | 276 | 35 | 293,5 | 426,072 |
| 5 | 40 | 40 | 213333,333 | 306 | 30 | 276 | 40 | 296 | 720,721 |
| 4 | 40 | 40 | 213333,333 | 306 | 30 | 276 | 40 | 296 | 720,721 |
| 3 | 40 | 40 | 213333,333 | 306 | 30 | 276 | 40 | 296 | 720,721 |
| 2 | 45 | 45 | 341718,75 | 306 | 30 | 276 | 45 | 298,5 | 1144,786 |
| 1 | 45 | 45 | 341718,75 | 306 | 30 | 276 | 45 | 298,5 | 1144,786 |
| RDC | 50 | 50 | 520833,333 | 459 | 30 | 429 | 45 | 451,5 | 1153,562 |

TableauIV-5 : Rigidités des poteaux sens longitudinal.

| Niveau | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | he (cm) | hp (cm) | h' (cm) | e pot (cm) | hc (cm) | k (cm ³) |
|---------|--------|--------|----------------------|---------|---------|---------|------------|---------|----------------------|
| Toiture | 30 | 30 | 67500 | 392 | 40 | 352 | 30 | 367 | 183,924 |
| 8 | 35 | 35 | 125052,083 | 306 | 40 | 266 | 35 | 283,5 | 441,101 |
| 7 | 35 | 35 | 125052,083 | 306 | 40 | 266 | 35 | 283,5 | 441,101 |
| 6 | 35 | 35 | 125052,083 | 306 | 40 | 266 | 35 | 283,5 | 441,101 |
| 5 | 40 | 40 | 213333,333 | 306 | 40 | 266 | 40 | 286 | 745,921 |
| 4 | 40 | 40 | 213333,333 | 306 | 40 | 266 | 40 | 286 | 745,921 |
| 3 | 40 | 40 | 213333,333 | 306 | 40 | 266 | 40 | 286 | 745,921 |
| 2 | 45 | 45 | 341718,75 | 306 | 40 | 266 | 45 | 288,5 | 1184,467 |
| 1 | 45 | 45 | 341718,75 | 306 | 40 | 266 | 45 | 288,5 | 1184,467 |
| RDC | 50 | 50 | 520833,333 | 459 | 40 | 419 | 45 | 441,5 | 1179,690 |

Tableau IV-6 : Rigidités des poteaux sens transversal:

c) Coefficient des rigidités des poteaux (a_{ij}) :

- Cas d'étage courant et du niveau terrasse :

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

- Cas du RDC :

- Poteau encasté à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Poteau articulé à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$

d) Calcul des rigidités des poteaux(I) au niveau (J) :

$$r_{ij} = \frac{12E_i a_{ij} I_p}{h_c^2}$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ; E_i = 11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 32164,2MPa.

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

e) Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

$$R_{jx} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants

| Niveaux | Travée | k poutre | poteaux | k poteaux | k' | aij | E | Hc | riy | RIY |
|---------|--------|----------|---------|-----------|-----------|-----------|---------|-------|-----------|-----------|
| Toiture | 1_3 | 228,81 | 1 | 179,045 | 1,2779469 | 1,9169203 | 32164,2 | 377 | 93204,646 | 474654,87 |
| | 2_3 | 228,81 | 2 | 179,045 | 1,2779469 | 1,9169203 | 32164,2 | 377 | 93204,646 | |
| | 3_4 | 250 | 3 | 179,045 | 1,396297 | 2,0944455 | 32164,2 | 377 | 101836,29 | |
| | 4_5 | 228,81 | 4 | 179,045 | 1,2779469 | 1,9169203 | 32164,2 | 377 | 93204,646 | |
| | 5_6 | 228,81 | 5 | 179,045 | 1,2779469 | 1,9169203 | 32164,2 | 377 | 93204,646 | |
| 6,7,8 | 1_3 | 232,75 | 1 | 426,072 | 0,5462692 | 0,8194038 | 32164,2 | 293,5 | 156429,53 | 796906,8 |
| | 2_3 | 232,75 | 2 | 426,072 | 0,5462692 | 0,8194038 | 32164,2 | 293,5 | 156429,53 | |
| | 3_4 | 254,71 | 3 | 426,072 | 0,5978098 | 0,8967146 | 32164,2 | 293,5 | 171188,68 | |
| | 4_5 | 232,75 | 4 | 426,072 | 0,5462692 | 0,8194038 | 32164,2 | 293,5 | 156429,53 | |
| | 5_6 | 232,75 | 5 | 426,072 | 0,5462692 | 0,8194038 | 32164,2 | 293,5 | 156429,53 | |
| 3,4,5 | 1_3 | 236,84 | 1 | 720,721 | 0,3286154 | 0,4929231 | 32164,2 | 296 | 156500,92 | 797550,72 |
| | 2_3 | 236,84 | 2 | 720,721 | 0,3286154 | 0,4929231 | 32164,2 | 296 | 156500,92 | |
| | 3_4 | 259,61 | 3 | 720,721 | 0,3602087 | 0,5403131 | 32164,2 | 296 | 171547,05 | |
| | 4_5 | 236,84 | 4 | 720,721 | 0,3286154 | 0,4929231 | 32164,2 | 296 | 156500,92 | |
| | 5_6 | 236,84 | 5 | 720,721 | 0,3286154 | 0,4929231 | 32164,2 | 296 | 156500,92 | |
| 1,2 | 1_3 | 241,07 | 1 | 1144,786 | 0,2105808 | 0,3158713 | 32164,2 | 298,5 | 156638,95 | 798548,69 |
| | 2_3 | 241,07 | 2 | 1144,786 | 0,2105808 | 0,3158713 | 32164,2 | 298,5 | 156638,95 | |
| | 3_4 | 264,7 | 3 | 1144,786 | 0,2312223 | 0,3468334 | 32164,2 | 298,5 | 171992,9 | |
| | 4_5 | 241,07 | 4 | 1144,786 | 0,2105808 | 0,3158713 | 32164,2 | 298,5 | 156638,95 | |
| | 5_6 | 241,07 | 5 | 1144,786 | 0,2105808 | 0,3158713 | 32164,2 | 298,5 | 156638,95 | |
| RDC | 1_3 | 245,45 | 1 | 1153,562 | 0,2127757 | 0,3191636 | 32164,2 | 451,5 | 69709,631 | 355520,54 |
| | 2_3 | 245,45 | 2 | 1153,562 | 0,2127757 | 0,3191636 | 32164,2 | 451,5 | 69709,631 | |
| | 3_4 | 270 | 3 | 1153,562 | 0,2340576 | 0,3510865 | 32164,2 | 451,5 | 76682,015 | |
| | 4_5 | 245,45 | 4 | 1153,562 | 0,2127757 | 0,3191636 | 32164,2 | 451,5 | 69709,631 | |
| | 5_6 | 245,45 | 5 | 1153,562 | 0,2127757 | 0,3191636 | 32164,2 | 451,5 | 69709,631 | |

Tableau IV-7: Rigidités des portiques longitudinaux.

| Niveaux | Travée | k poutre | poteaux | k poteaux | k' | aij | E | Hc | riy | RIY |
|---------|--------|----------|---------|-----------|-----------|-----------|---------|-------|-----------|-----------|
| Toiture | A_B | 320 | A | 183,924 | 1,7398491 | 2,6097736 | 32164,2 | 367 | 137550,8 | 580395,58 |
| | B_C | 320 | B | 183,924 | 1,7398491 | 2,6097736 | 32164,2 | 367 | 137550,8 | |
| | C_D | 320 | C | 183,924 | 1,7398491 | 2,6097736 | 32164,2 | 367 | 137550,8 | |
| | E_F | 390,24 | D | 183,924 | 2,1217459 | 3,1826189 | 32164,2 | 367 | 167743,2 | |
| 6,7,8 | A_B | 323,23 | A | 441,101 | 0,73278 | 1,09917 | 32164,2 | 283,5 | 232836,36 | 983088,36 |
| | B_C | 323,23 | B | 441,101 | 0,73278 | 1,09917 | 32164,2 | 283,5 | 232836,36 | |
| | C_D | 323,23 | C | 441,101 | 0,73278 | 1,09917 | 32164,2 | 283,5 | 232836,36 | |
| | E_F | 395,061 | D | 441,101 | 0,8956248 | 1,3434372 | 32164,2 | 283,5 | 284579,29 | |
| 3,4,5 | A_B | 326,53 | A | 745,921 | 0,4377541 | 0,6566312 | 32164,2 | 286 | 231119,34 | 976479,73 |
| | B_C | 326,53 | B | 745,921 | 0,4377541 | 0,6566312 | 32164,2 | 286 | 231119,34 | |
| | C_D | 326,53 | C | 745,921 | 0,4377541 | 0,6566312 | 32164,2 | 286 | 231119,34 | |
| | E_F | 400 | D | 745,921 | 0,5362498 | 0,8043747 | 32164,2 | 286 | 283121,72 | |
| 1,2 | A_B | 326,53 | A | 1184,467 | 0,2756767 | 0,4135151 | 32164,2 | 288,5 | 190445,92 | 922944,42 |
| | B_C | 326,53 | B | 1184,467 | 0,2756767 | 0,4135151 | 32164,2 | 288,5 | 227131,16 | |
| | C_D | 326,53 | C | 1184,467 | 0,2756767 | 0,4135151 | 32164,2 | 288,5 | 227131,16 | |
| | E_F | 400 | D | 1184,467 | 0,3377046 | 0,506557 | 32164,2 | 288,5 | 278236,19 | |
| RDC | A_B | 333,33 | A | 1179,69 | 0,2825573 | 0,4238359 | 32164,2 | 441,5 | 99005,255 | 418867,7 |
| | B_C | 333,33 | B | 1179,69 | 0,2825573 | 0,4238359 | 32164,2 | 441,5 | 99005,255 | |
| | C_D | 333,33 | C | 1179,69 | 0,2825573 | 0,4238359 | 32164,2 | 441,5 | 99005,255 | |
| | E_F | 410,25 | D | 1179,69 | 0,3477609 | 0,5216413 | 32164,2 | 441,5 | 121851,94 | |

Tableau IV-8: Rigidités des portiques transversaux.

IV.4) Calcul des rigidités des voiles par niveaux :

a) Calcul des rigidités des voiles longitudinaux :

$$R_{vx} = \frac{12E_i I_y}{h_j^3}$$

| Voile | he (m) | Ix (m ⁴) | E(KN/m ²) | Rjx (KN/m) |
|-------|--------|----------------------|-----------------------|--------------|
| VL 1 | 3,06 | 0,62064583 | 32164195,1 | 8360523,972 |
| VL 2 | 3,06 | 0,62064583 | 32164195,1 | 8360523,972 |
| VL 3 | 3,06 | 0,18747733 | 32164195,1 | 2525447,906 |
| VL 4 | 3,06 | 0,62064583 | 32164195,1 | 8360523,972 |
| VL 5 | 3,06 | 0,62064583 | 32164195,1 | 8360523,972 |
| VL 6 | 3,06 | 0,62064583 | 32164195,1 | 8360523,972 |
| VL 7 | 3,06 | 0,62064583 | 32164195,1 | 8360523,972 |
| | | | | 52688591,736 |

Tableau IV-9: Rigidités des voiles longitudinaux.

b) Calcul des rigidités des voiles transversaux :

$$R_{vy} = \frac{12E_i I_x}{h_j^3}$$

| Voile | he (m) | IY (m ⁴) | E (KN/m ²) | Rjy (KN/m) |
|-------|--------|----------------------|------------------------|-------------|
| VT1 | 3,06 | 2,7635625 | 32164195,1 | 37227077,69 |
| VT2 | 3,06 | 2,7635625 | 32164195,1 | 37227077,69 |
| VT3 | 3,06 | 0,1078691 | 32164195,1 | 1453070,58 |
| VT4 | 3,06 | 0,1078691 | 32164195,1 | 1453070,58 |
| VT5 | 3,06 | 1,5435 | 32164195,1 | 20792001,05 |
| VT6 | 3,06 | 1,5435 | 32164195,1 | 20792001,05 |
| | | | | 81717220,95 |

Tableau :IV-10 : Rigidités des voiles transversaux.

Niveaux RDC :

| Voile | he (m) | I _x (m ⁴) | E(KN/m ²) | R _{jx} (KN/m) |
|-------|--------|----------------------------------|-----------------------|------------------------|
| VL 1 | 4,59 | 0,62064583 | 32164195,1 | 2477192,288 |
| VL 2 | 4,59 | 0,62064583 | 32164195,1 | 2477192,288 |
| VL 3 | 4,59 | 0,18747733 | 32164195,1 | 748280,861 |
| VL 4 | 4,59 | 0,62064583 | 32164195,1 | 2477192,288 |
| VL 5 | 4,59 | 0,62064583 | 32164195,1 | 2477192,288 |
| VL 6 | 4,59 | 0,62064583 | 32164195,1 | 2477192,288 |
| VL 7 | 4,59 | 0,62064583 | 32164195,1 | 2477192,288 |
| | | | | 15611434,588 |

Tableau IV 11 : Rigidités des voiles longitudinaux.

| Voile | he (m) | I _Y (m ⁴) | E (KN/m ²) | R _{jy} (KN/m) |
|-------|--------|----------------------------------|------------------------|------------------------|
| VT1 | 4,59 | 2,7635625 | 32164195,1 | 11030245,24 |
| VT2 | 4,59 | 2,7635625 | 32164195,1 | 11030245,24 |
| VT3 | 4,59 | 0,1078691 | 32164195,1 | 430539,43 |
| VT4 | 4,59 | 0,1078691 | 32164195,1 | 430539,43 |
| VT5 | 4,59 | 1,5435 | 32164195,1 | 6160592,90 |
| VT6 | 4,59 | 1,5435 | 32164195,1 | 6160592,90 |
| | | | | 35242755,15 |

Tableau IV 12 : Rigidités des voiles transversaux.

IV.5) Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends :

• **Calcul des flèches des refends :**

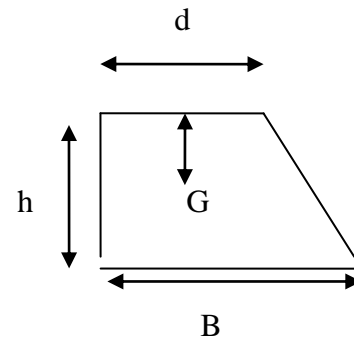
Le calcul des flèches des refends dont l’inertie est $I=1\ m^4$, soumis au même système de forces que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « moment des airs ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de section de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la relation suivante

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI} \quad b$$

Avec : S_i : Surface du trapèze

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.



Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S_i = \frac{(B + b) \times h}{2}$$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2B + b) \times h}{3(B + b)}$$

| Niveau | h(m) | B | b | Si (m*m) | di | Si di | fix EI |
|---------|------|--------|--------|----------|------|---------|---------|
| Toiture | 3,92 | 3,92 | 0 | 7,68 | 2,61 | 20,08 | 2295,03 |
| 8 | 3,06 | 10,04 | 3,92 | 21,36 | 1,75 | 37,45 | 4029,64 |
| 7 | 3,06 | 20,08 | 10,04 | 46,08 | 1,70 | 78,34 | 3992,19 |
| 6 | 3,06 | 33,18 | 20,08 | 81,49 | 1,66 | 134,90 | 3913,84 |
| 5 | 3,06 | 49,34 | 33,18 | 126,26 | 1,63 | 205,78 | 3778,95 |
| 4 | 3,06 | 68,56 | 49,34 | 180,39 | 1,61 | 290,99 | 3573,17 |
| 3 | 3,06 | 90,84 | 68,56 | 243,88 | 1,60 | 390,52 | 3282,18 |
| 2 | 3,06 | 116,18 | 90,84 | 316,74 | 1,59 | 504,39 | 2891,65 |
| 1 | 3,06 | 144,58 | 116,18 | 398,96 | 1,59 | 632,57 | 2387,27 |
| RDC | 4,59 | 177,57 | 144,58 | 739,33 | 2,37 | 1754,69 | 1754,69 |

Tableau IV-13 : flèche dans les refends (moment des aires)

Nous aurons donc :

$$f_{rdc} = \frac{626,32 \times 2,11}{EI}$$

$$f_1 = \frac{626,32 \times 2,11 + 378,72 \times 1,59}{EI} ; f_2 = \frac{626,32 \times 2,11 + 378,72 \times 1,59 + 299,64 \times 1,59}{EI}$$

- **Calcul du déplacement des portiques et leurs inerties fictives :**

✓ **Calcul du déplacement des portiques :**

- **Le déplacement de chaque niveau :**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- Le déplacement du portique au niveau « i » :

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau:

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{i1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau :

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

- La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec : $M_n = T_n \cdot h$

T_n : Effort tranchant au niveau (n).

K_{tn} : Raideur des poutres $K = \frac{I_{tn}}{L}$.

K_{pn} : Raideur des poteaux $K = \frac{I_{pn}}{h}$.

h_e : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

- Inerties fictives des portiques :

Pour déterminer ces inerties fictives il suffira de calculer les déplacement de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de force égale à 1 tonne et de comparer ces déplacements aux flèche que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de force horizontales(1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie de refend à 1 m⁴, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

L'inertie fictive se calcule comme suit :

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

f_n : Flèche des refends au niveau(n)

Δ_n : Déplacement du portique au niveau(n)

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

| Niveau | h | ΣK_{pn} | ΣK_{tn} | M_n | M_{n+1} | E_{en} | $E_{\psi n}$ | $E\Delta_n$ | $D_n = \Sigma \Delta_n$ | E_{fn} | I_{en} |
|---------|------|-----------------|-----------------|-------|-----------|------------|--------------|-------------|-------------------------|----------|------------|
| Toiture | 3,92 | 0,00107427 | 0,00158267 | 3,92 | 0 | 0,0002585 | 304,083938 | 1192,00904 | 9591,88553 | 68739,35 | 7,16640621 |
| 8 | 3,06 | 0,00255643 | 0,00592875 | 6,98 | 3,92 | 0,00269264 | 227,534289 | 696,254925 | 10223,0602 | 65845,66 | 6,44089523 |
| 7 | 3,06 | 0,00255643 | 0,00592875 | 10,04 | 6,98 | 0,00420447 | 327,284278 | 1001,48989 | 9526,80532 | 55622,60 | 5,83853641 |
| 6 | 3,06 | 0,00255643 | 0,00592875 | 13,1 | 10,04 | 0,0057163 | 427,034332 | 1306,72506 | 8525,31543 | 46095,79 | 5,40693125 |
| 5 | 3,06 | 0,00432432 | 0,00603419 | 16,16 | 13,1 | 0,00735668 | 311,425104 | 952,960819 | 7218,59037 | 37570,48 | 5,20468361 |
| 4 | 3,06 | 0,00432432 | 0,00603419 | 19,22 | 16,16 | 0,0088954 | 370,395452 | 1133,41008 | 6265,62955 | 30351,89 | 4,84418818 |
| 3 | 3,06 | 0,00432432 | 0,00603419 | 22,28 | 19,22 | 0,01043412 | 429,365909 | 1313,85968 | 5132,21947 | 24086,26 | 4,69314673 |
| 2 | 3,06 | 0,00686871 | 0,00614495 | 25,34 | 22,28 | 0,0121926 | 307,445764 | 940,784039 | 6017,89346 | 41963,74 | 6,97316146 |
| 1 | 3,06 | 0,00686871 | 0,00614495 | 28,4 | 25,34 | 0,01375957 | 344,572548 | 1054,392 | 6237,94861 | 47017,10 | 7,53726971 |
| RDC | 4,59 | 0,00692137 | 0,00625909 | 32,99 | 28,4 | 0,01601023 | 397,207789 | 1823,18375 | 6698,1975 | 50689,57 | 7,56764267 |

Tableau IV-14 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

| Niveau | h | ΣK_{pn} | ΣK_{tn} | M_n | M_{n+1} | $E\theta_n$ | $E\psi_n$ | $E\Delta_n$ | $D_n = \Sigma \Delta_n$ | $E_f n$ | I_{en} |
|------------|------|-----------------|-----------------|-------|-----------|-------------|------------|-------------|-------------------------|----------|----------|
| Toiture | 3,92 | 0,0009196 | 0,00540096 | 3,92 | 0 | 0,00088216 | 355,228591 | 1392,49608 | 11131,4138 | 73470,33 | 6,6003 |
| 8 | 3,06 | 0,0022055 | 0,005459 | 6,98 | 3,92 | 0,0024793 | 263,737778 | 807,037601 | 11878,2894 | 64478,29 | 5,4282 |
| 7 | 3,06 | 0,0022055 | 0,005459 | 10,04 | 6,98 | 0,00387134 | 379,359211 | 1160,83919 | 11071,2518 | 52600,00 | 4,7510 |
| 6 | 3,06 | 0,0022055 | 0,005459 | 13,1 | 10,04 | 0,00526339 | 494,98068 | 1514,64088 | 9910,41265 | 41528,75 | 4,1904 |
| 5 | 3,06 | 0,0037296 | 0,00551836 | 16,16 | 13,1 | 0,0067278 | 361,082792 | 1104,91334 | 8395,77177 | 31618,34 | 3,7660 |
| 4 | 3,06 | 0,0037296 | 0,00551836 | 19,22 | 16,16 | 0,00813498 | 429,456143 | 1314,1358 | 7290,85842 | 23222,57 | 3,1852 |
| 3 | 3,06 | 0,0037296 | 0,00551836 | 22,28 | 19,22 | 0,00954216 | 497,829554 | 1523,35843 | 5976,72263 | 15931,71 | 2,6656 |
| 2 | 3,06 | 0,0059223 | 0,00557907 | 25,34 | 22,28 | 0,0110698 | 356,573702 | 1091,11553 | 4453,36419 | 9954,98 | 2,2354 |
| 1 | 3,06 | 0,0059223 | 0,00557907 | 28,4 | 25,34 | 0,01249247 | 399,632978 | 1222,87691 | 3362,24866 | 5501,62 | 1,6363 |
| RDC | 4,59 | 0,0058984 | 0,00564096 | 32,99 | 28,4 | 0,01442911 | 466,094063 | 2139,37175 | 2139,37175 | 2139,37 | 1,0000 |

Tableau IV-15 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

• Les inerties fictives des portiques sont résumées dans le tableau suivant :

| Sens longitudinale | | Sens transversale | |
|--------------------|------------|-------------------|---------|
| niveaux | Ien | niveau | Ien |
| Toiture | 7,16640621 | Toiture | 6,6003 |
| 8 | 6,44089523 | 8 | 5,4282 |
| 7 | 5,83853641 | 7 | 4,751 |
| 6 | 5,40693125 | 6 | 4,1904 |
| 5 | 5,20468361 | 5 | 3,766 |
| 4 | 4,84418818 | 4 | 3,1852 |
| 3 | 4,69314673 | 3 | 2,6656 |
| 2 | 6,97316146 | 2 | 2,2354 |
| 1 | 7,53726971 | 1 | 1,6363 |
| RDC | 7,56764267 | RDC | 1 |
| SOMME | 61,6728615 | SOMME | 35,4584 |
| MOYENNE | 6,16728615 | MOYENNE | 3,54584 |

Tableau IV-16 : Résumé des inerties fictives des portiques

IV.6) Comparaison des inerties des voiles et des portiques:

***sens longitudinal :**

| inertie | Inertie(m ⁴) | pourcentage |
|-----------------|--------------------------|-------------|
| portique | 6,6 | 62,86 |
| voile | 3,9 | 37,14 |
| portique+ voile | 10,5 | 100 |

Tableau IV-17 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques sens longitudinal.

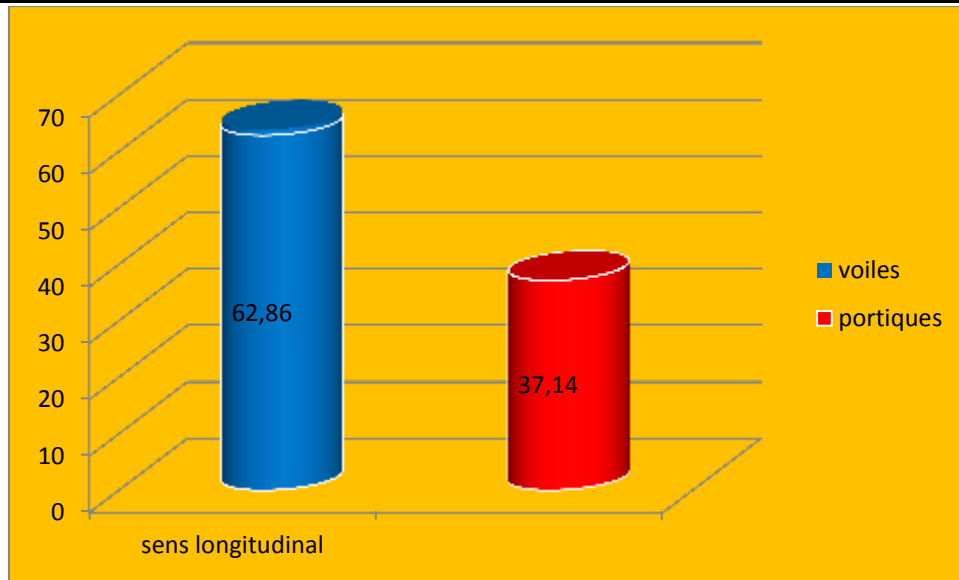


Figure IV-3: Comparaison des inerties des voiles et des portiques sens longitudinal

• SENS TRANSVERSAL :

| inertie | inertie(m ⁴) | pourcentage |
|----------------|--------------------------|-------------|
| portique | 3,54 | 28,62 |
| voile | 8,83 | 71,38 |
| portique+voile | 12,37 | 100 |

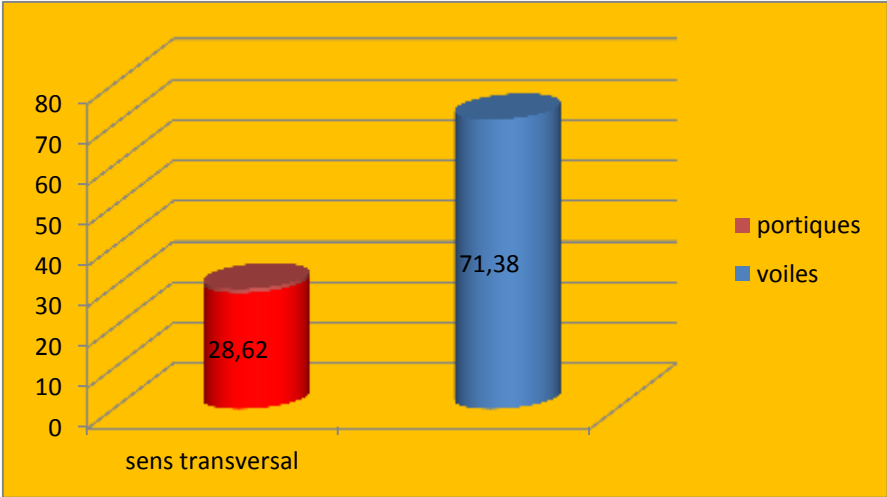


Figure IV-4: Comparaison des inerties des voiles et des portiques sens transversal.

***Proportions des charges verticales reprises par les voiles et les portiques :**

On a pris exemple d'étudier le plancher de l'étage courant :

- La charge permanente du plancher : $G = 5,20 \text{ KN/m}^2$
- La surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- La charge totale : $G_t = 5.20 + 1.5 = 6,70 \text{ KN/m}^2$
- La surface d'un panneau $S_p = 5.1 \times 3.1 = 15.81 \text{ m}^2$
- La surface totale du plancher :
 $S_t = L_x \times L_y = (22.60 \times 18.20) = 411.32 \text{ m}^2$
- La charge verticale totale du plancher :
 $Ch_{v \text{ t plancher}} = S_t \times G_t = 411.32 \times 6,70 = 2755.84 \text{ KN}$
- La charge vertical totale d'un panneau :

$$Ch_{v \text{ t panneau}} = S_p \times G_t = 15.81 \times 6.70 = 105.93 \text{ KN}$$

- La charge reprise par un voile : $Ch_{r \text{ voile}} = \frac{ch_{v \text{ t panneau}}}{2} = \frac{105.93}{2} = 52.96 \text{ KN}$
- La charge totale reprise par les voiles :

$$Ch_{tr \text{ voiles}} = Ch_{r \text{ voile}} \times 13 = 52.96 \times 13 = 688.48 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} Ch_{v \text{ t plancher}} = 2755.84 \text{ KN} \longrightarrow 100 \% \\ Ch_{tr \text{ voiles}} = 688.48 \text{ KN} \longrightarrow X \end{array} \right\} \rightarrow X = \frac{688.48 \times 100}{2775.84} = 24.8 \%$$

Conclusion :

Dans notre cas les voiles reprennent au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales
→ La structure est contreventée par voiles porteurs.

Le coefficient de comportement global de la structure $R = 3,5$ (**RPA 2003 Art 4.2.3 Tableau**

V.1) Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis les différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, qu'est le problème majeur, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; pour cela, on utilise La méthode des éléments finis (MEF)

Et pour des résultats plus exacts et un travail plus facile, on s'appuie sur l'outil informatique, Et on aura des logiciels qui vont nous éviter le calcul manuel laborieux, et pour notre projet on a choisi ETABS comme logiciel de calcul.

V.2) Concept :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution .cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la(MEF).

V.3) Description d'ETABS:

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul des ouvrages de génie civil. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. L 'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérifications des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propre de vibration etc.

Rappel :(terminologie):

- ❖ Grid line : ligne de grille.
- ❖ Joints : nœuds.
- ❖ Frame : portique (cadre).
- ❖ Column : poteau.
- ❖ Beam : poutre.
- ❖ Shell : voile.
- ❖ Elément : élément.
- ❖ Restreints : degrés de liberté(D.D.L).
- ❖ Loads : charges.
- ❖ Uniformed Loads : point d'application de la charge.
- ❖ Define : définir.
- ❖ Materials : matériaux.
- ❖ Concrete : béton.
- ❖ Steel : acier.
- ❖ Frame section : coffrage.
- ❖ Height : hauteur.
- ❖ Widh : largeur.
- ❖ Depth : profondeur.
- ❖ Weightt : poids.
- ❖ Show : Afficher, montrer.
- ❖ Hide : masquer.
- ❖ Add : ajouter.
- ❖ Dellet : supprimer.

***Manuel d’installation et d’utilisation :**

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.7.0

Pour installer ETABS on suit les étapes suivantes :

Dossier ETABS → **ETABS V9.7.0** → **Setup (double clique)** → **Db clique**

Et pour l’activation :

Dossier ETABS → **Dossier crack** → **sélectionner les deux fichiers (copier)**

Allez sur le bureau → **ETABS**  **BD** → **propriétés**
 → **Emplacement des fichiers** → **BD coller.**

➤ **NB** : copier et remplacer deux fois .

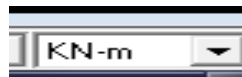
V.4)Les étapes de modélisation :

Etape 1 :

La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure**

Choix des unités :

Au bas de l’écran, on sélection **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

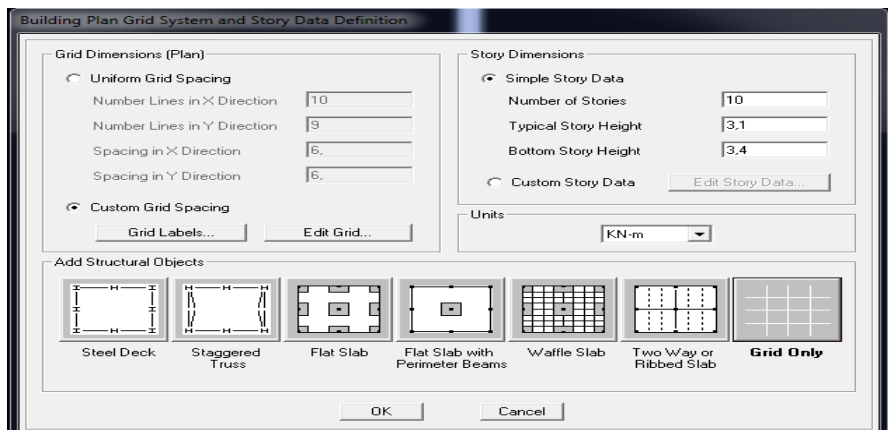


Géométrie de base

En haut de l’écran à gauche, on clique sur :

File new → **model** → **No**

Une fenêtre s’affichera :



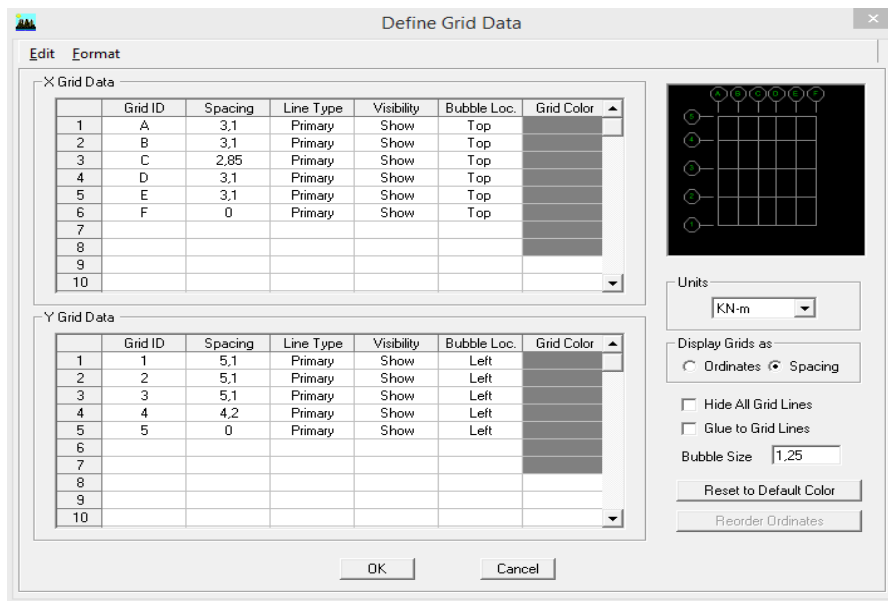
Cette fenêtre nous permet d'introduire :

- Le nombre de travées suivant le sens x-x et leurs longueurs.
- Le nombre de travées suivant le sens y-y et leurs longueurs.
- Le nombre d'étage et leurs différentes hauteurs.

Et pour cela on suit les étapes suivantes :

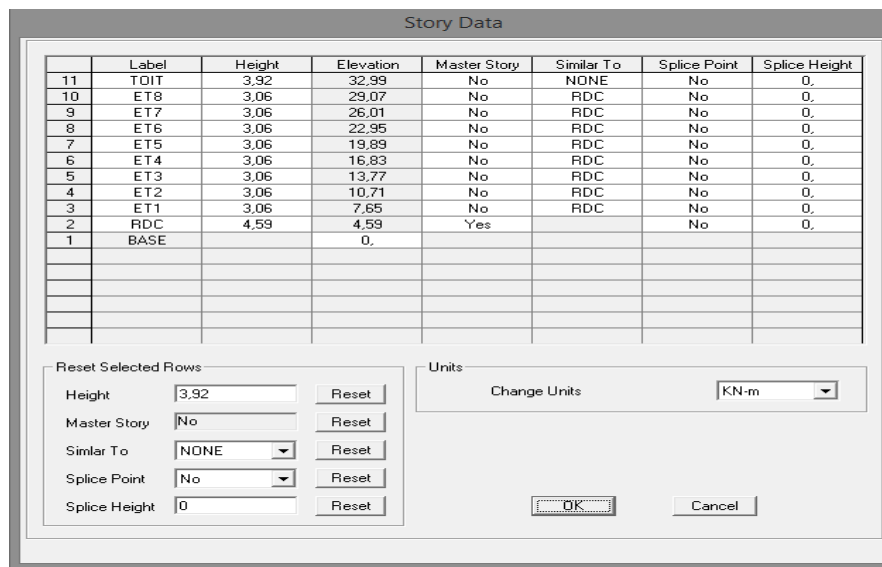
***Pour la longueur des travées :**

Custom Grid Spacing, et on remplit les tableaux comme suit :



***Pour la hauteur des étages :**

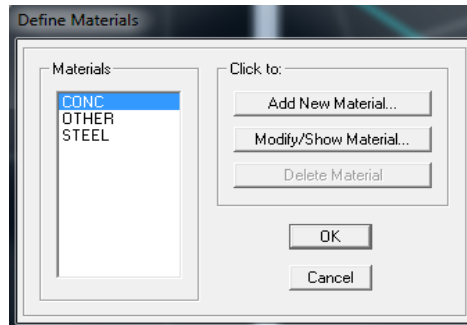
Custom Story Data, et on remplit le tableau comme suit :



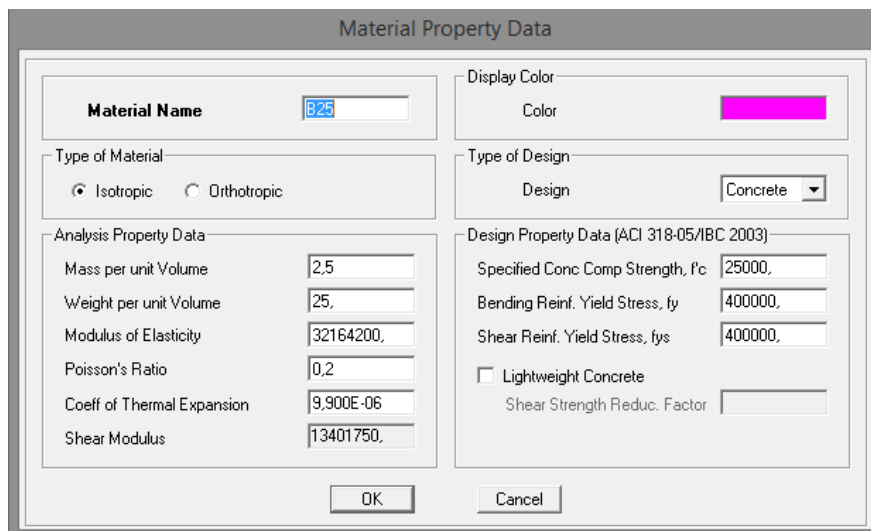
Etape 2:

La deuxième étape consiste à la définition des **Propriétés mécaniques** des matériaux, en l'occurrence ,l'acier et le béton , et pour cela on suit les étapes suivantes :

Define → **Material Properties** → **Conc** → **Modify/Show Material**



Et on le remplit comme suit:



Etape 3 :

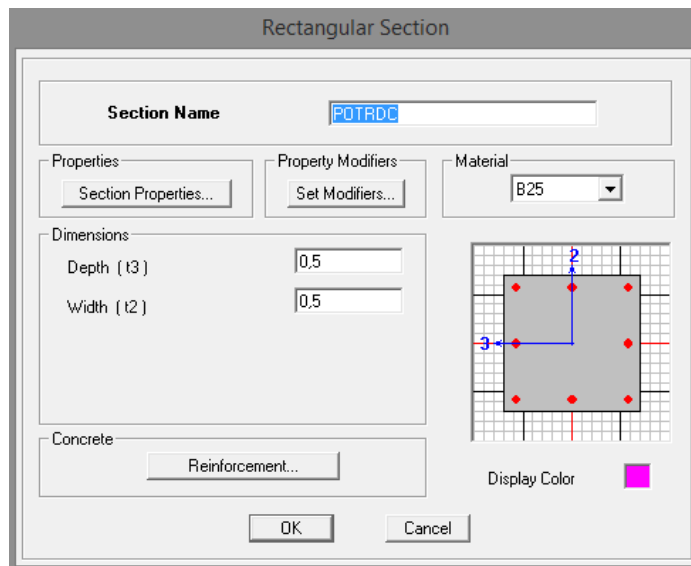
Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, dalles,...), et les affecte dans la structure

***propriétés géométriques des éléments**

***poteaux :**

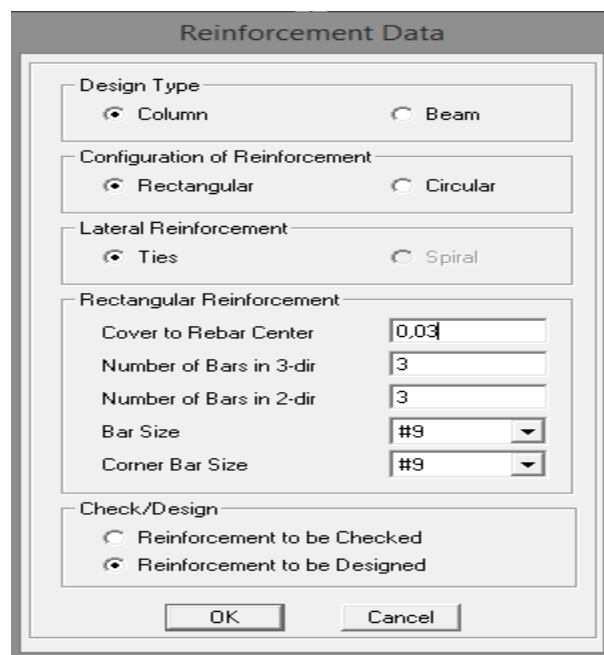
Define → **Frame Sections** → **Add Rectangular**

Et on remplit comme il est montre dans la fenetre ci desous



————> **Reinforcement Data**

et on remplit comme il est montré a la fenetre ci-dessous

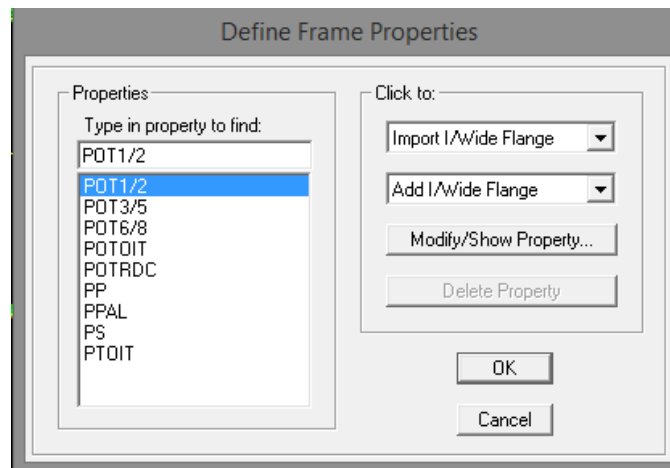


————> **OK** ———> **OK**

✓ **Poutres:**

Pour les poutres on suit les mêmes étapes juste on remplace **column** par **Beam**

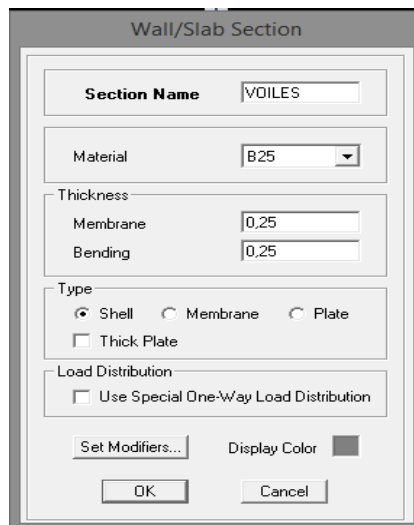
Et au finale pour les poteaux et les poutres on aura :



Voiles :

Define → Wall/Slab/Deck sections → Add New Wall

Et on la remplit comme il est montré :



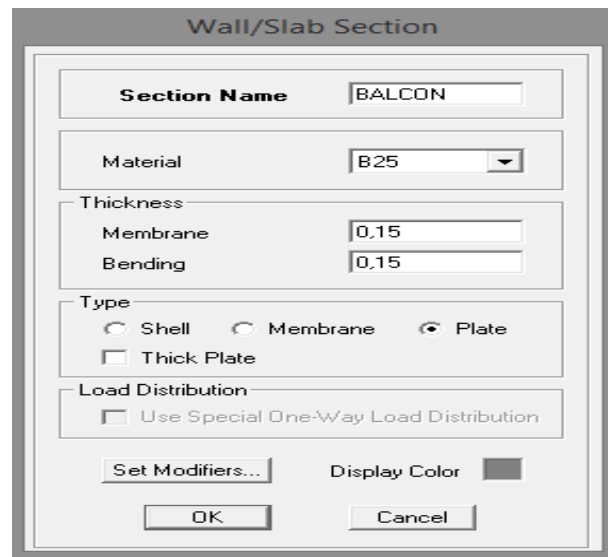
Volée et toiture (inclinee)

On suit les mêmes étapes que pour les voiles

Balcon

Define → Wall/Slab/Deck sections → Add New Slab

Et on la remplit comme il est montré :



✓ **Palier de repos et d'arrivée et la salle machine :**

On suit les mêmes étapes que pour les balcons.

✓ **Eléments corps creux :**

Pour les corps creux, nous avons choisit le bardage, qu'est un panneau virtuel (qui n'a ni matériau ni épaisseur), et son rôle repartir les charges et les surcharges sur les éléments porteurs .

D'abord on définit les propriétés du matériau utilisé :

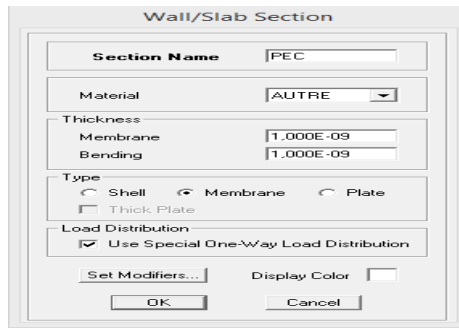
Define —> **Material Properties** —> **Add New material**

| | |
|------------------------------|--------------|
| Material Name | AUTRE |
| Mass per unit Volume | 0 |
| Weigth per unit Volum | 0 |

Ensuite on définit ses propriétés :

Define —> **Wall/Slab/Deck sections** —> **Add New Slab**

Puis on remplit la fenetre comme il est montré :



L'affectation des éléments dans la structure

Pour affecter les éléments précédents dans la structure on suit les étapes ci-après :

Poteaux

On clique sur l'icône



| | |
|-----------------|------------|
| Property | POTRDC |
| Moment Releases | Continuous |
| Angle | 0. |
| Plan Offset X | 0. |
| Plan Offset Y | 0 |

properties of Object → property

On choisit le nom de la section (POTRDC 50x50 par exemple) et on l'affecte à sa position dans la structure.

On fera de même pour les autres éléments on change juste l'icône

Poutres.....



Et ils seront affectés comme suit

- Poutre principales suivant y-y
- Poutres secondaires suivant x-x

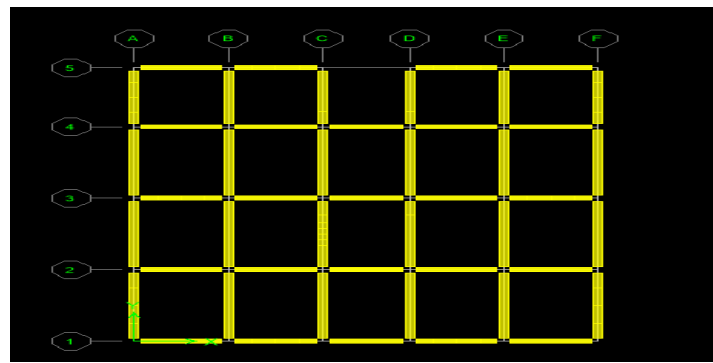



Figure V.1 disposition des poutres

Voile..... 

Qui seront disposés comme suit :

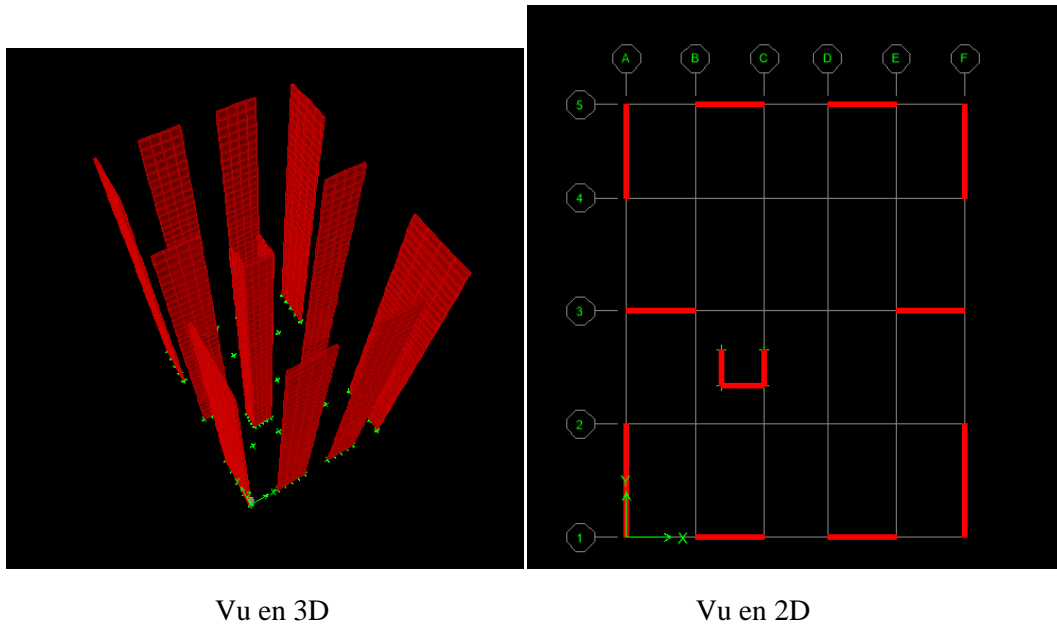
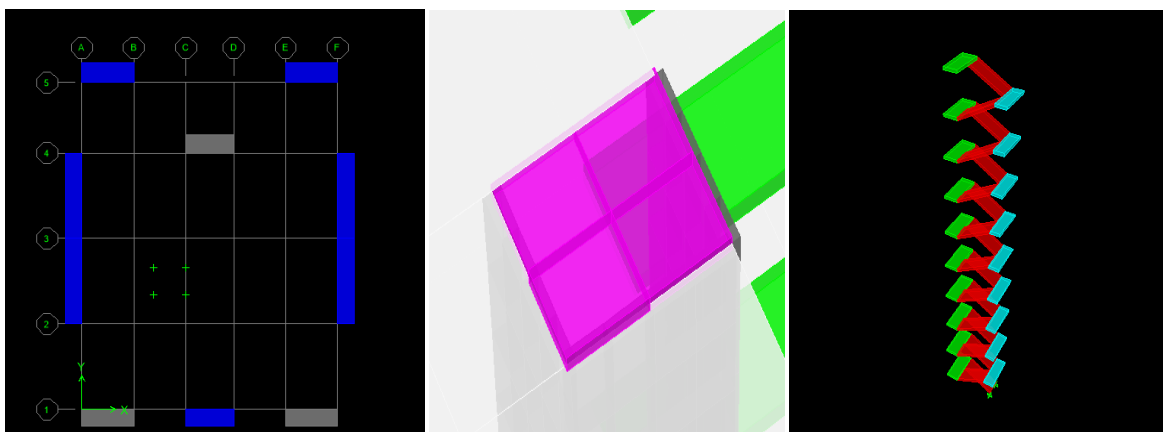


Figure V.2 disposition des voiles

✓ balcon, salle machine, palier de repos et volée..... 

Et il seront affectés comme suit :



Balcon(gris)
PAF(blue)

Dalle salle machine

Escalier (volée, palier de repos)

Figure V.3 balcon , Salle machine, Escalier

Bardage.....

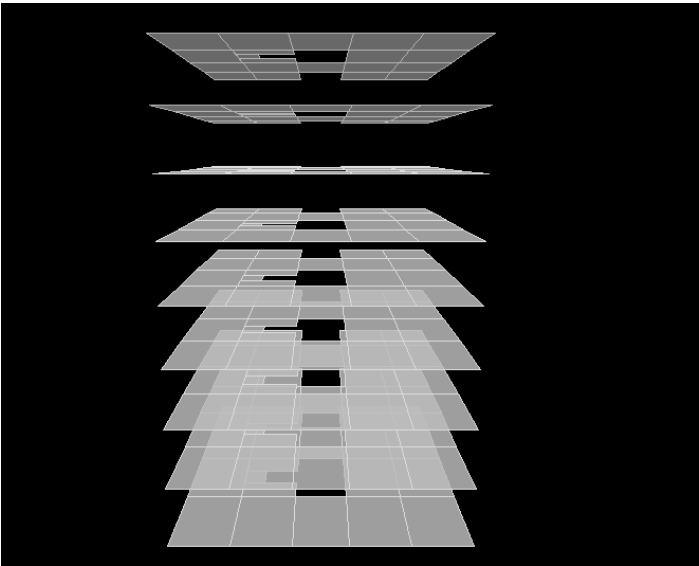


Figure V.4 Bardage

Et on aura notre structure comme montré ci-dessous :

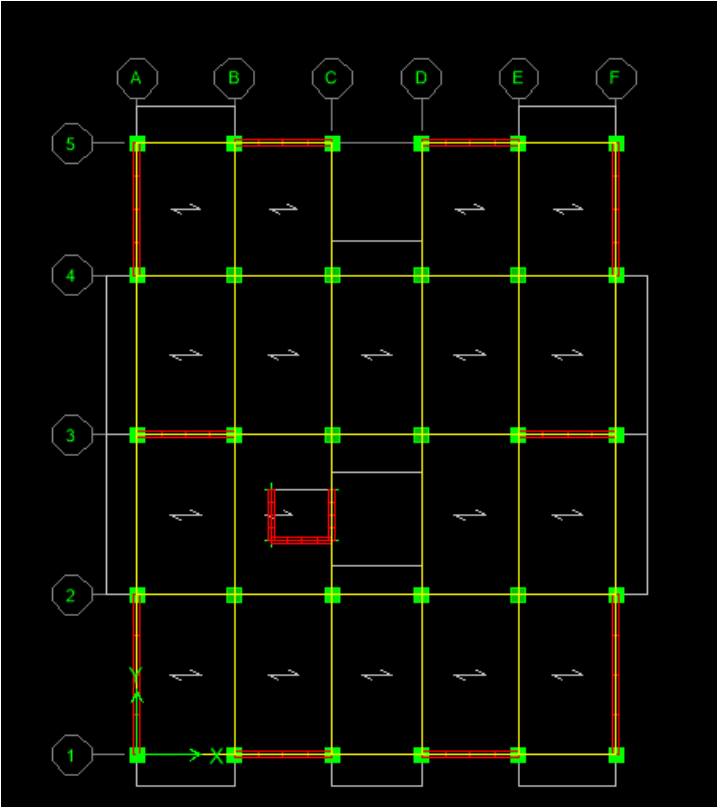


Figure V.5 Vu en plan de la structure

Etape 4 :

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de réponse, ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T.

- Données à introduire dans le logiciel

- ✓ **Zone sismique :**

Zone II (Zone de sismicité moyenne, du RPA 2003 Art 3.1)

- ✓ **Groupe d'usage :**

Groupe 2 (Ouvrages courants, du.3.2 du RPA 2003 Art 3.2)

- ✓ **coefficient de comportement R:**

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

R = 3,5 (voiles porteurs)

- ✓ **Remplissage :**

Remplissage dense (voiles) : **10%**

- ✓ **Site :**

Site : **S3 site meuble .**

- ✓ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- _ Conditions minimales sur les files de contreventement,
Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03)

- _ la redondance en plan,
Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport des portées n'exécède pas 1,5

- _ la régularité en plan,
La structure est classée non régulière en plan

- _ la régularité et en élévation,
La structure est classée non régulière en élévation

- _ Contrôle de la qualité des matériaux,
- _ Contrôle de la qualité de l'exécution.

Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

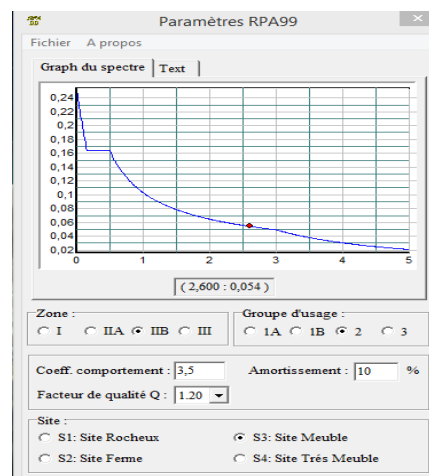
Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

| Critère q | Observation | Pq |
|---|-------------|-----------------|
| Conditions minimales sur les files du Contreventement | Non observé | 0,05 |
| Redondance en plan | Non observé | 0,05 |
| Régularité en plan | Non observé | 0,05 |
| Régularité en élévation | Non observé | 0,05 |
| Contrôle de la qualité des matériaux | Observé | 0,00 |
| Contrôle de la qualité de l'exécution | Observé | 0,00 |
| | | Q = 1,20 |

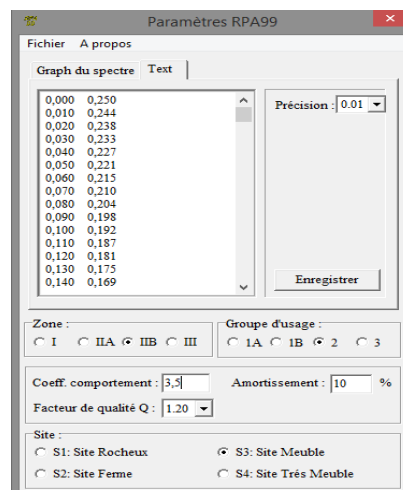
Tableau.IV.1 : Facteur de qualité Q

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessus en trouve le facteur de qualité **Q = 1,20**

En introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous :

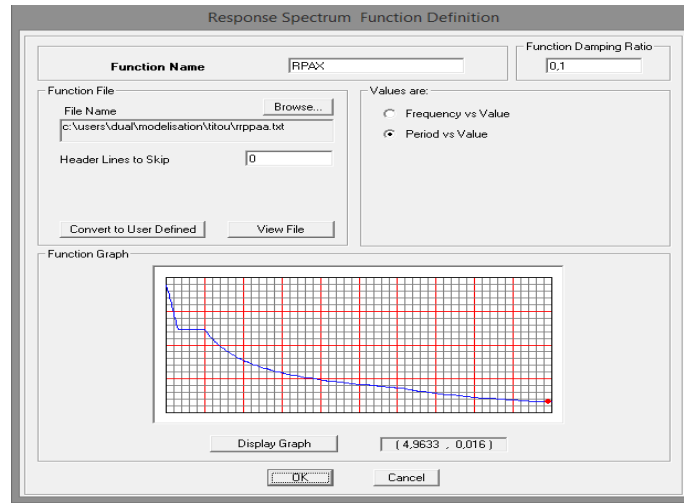


On Clique sur **Text** → enregistré



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → **Response spectrum** → **Function specter from file.**



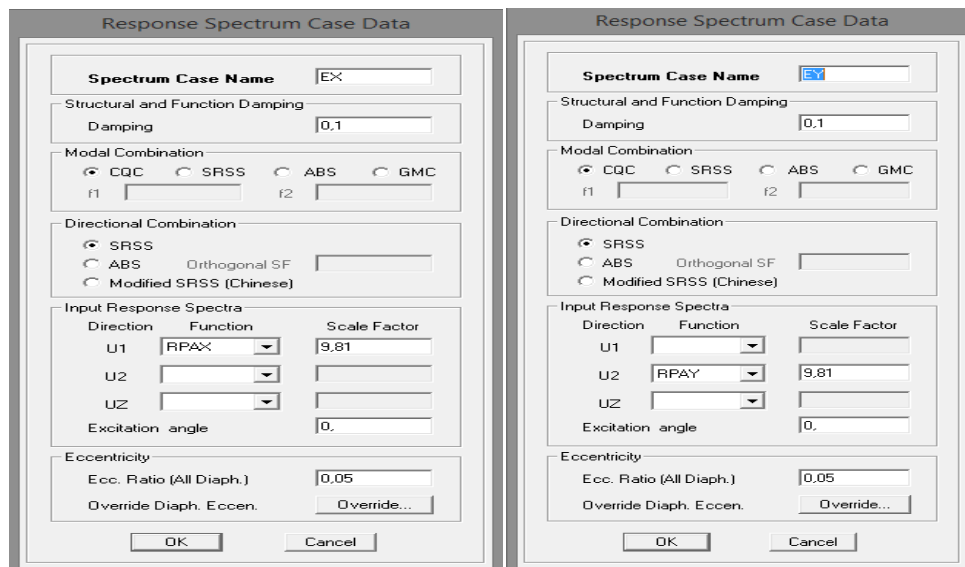
Etape 5 :

Cette étape consiste a définir les charges sismiques **E**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

Define → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum.**

Et on les remplit comme il est montré dans les fenêtres ci-dessous :

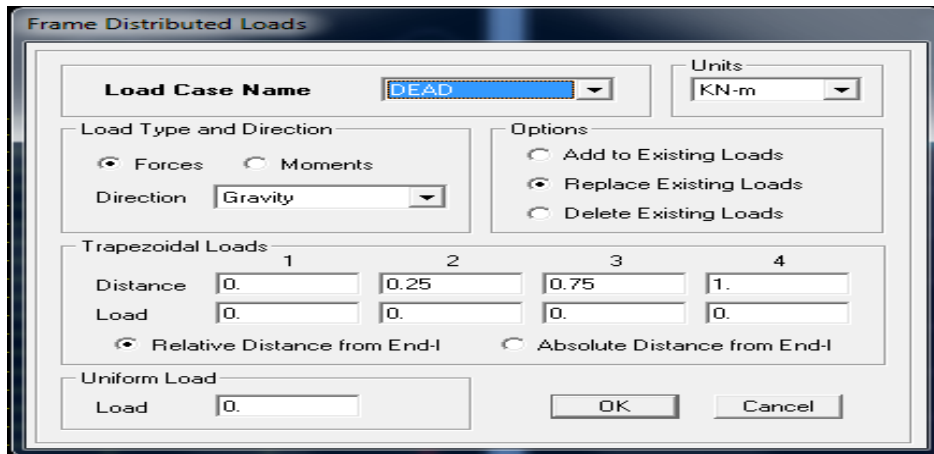


Etape 6 :

Cette étape consiste au chargement des éléments surfaciques

On prend chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign ———→ **Sell/areas load** ———→ **Uniform.**



Etape 7 :

Introduction des combinaisons d'action.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

$$\text{BAEL91} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \longrightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \longrightarrow G + Q \end{array} \right.$$

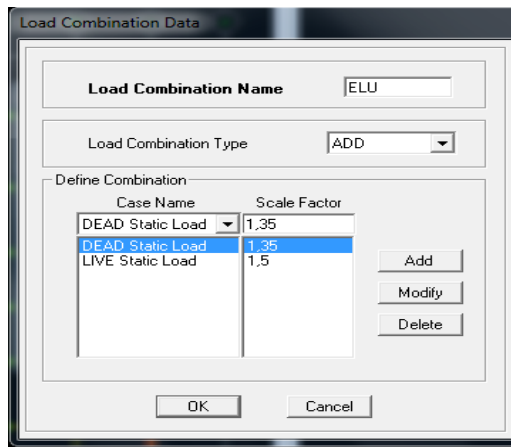
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

$$\text{RPA99} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

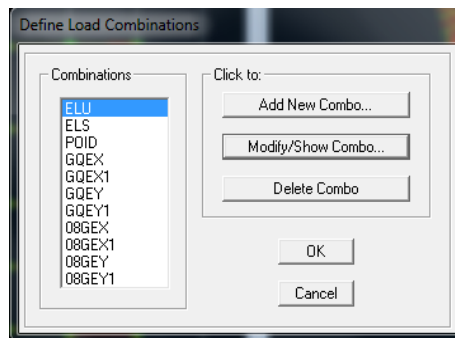
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ———→ **Loads Combinaisons** ———→ **Add New Combo.**

❖ Exemple: **ELU** on remplit comme suit



On reprend la même opération pour les autres combinaisons et on aura au final 11 combinaisons

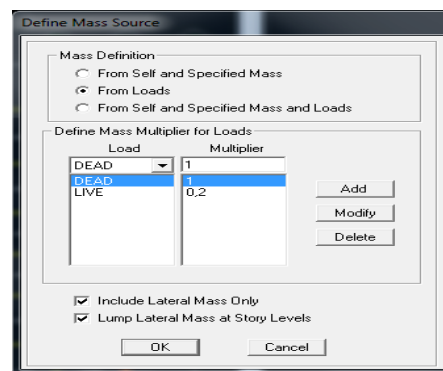


➤ **Etape 8:**

Introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante :

Define → **mass source** → **From Loads**

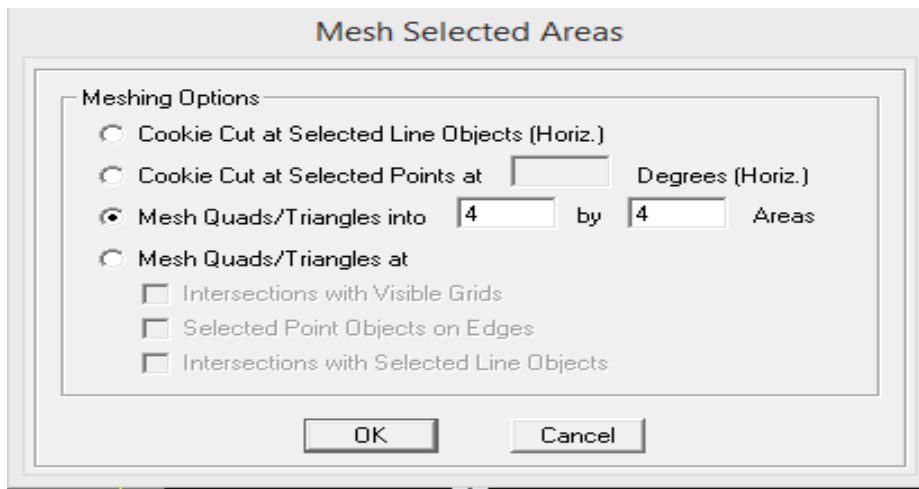


Etape 9:


Cette étape consiste à faire le maillage pour les voiles et les dalles pleines
 Pour faire le maillage on suit les étapes suivantes :
 Sélectionnez tout les voiles et les loggias

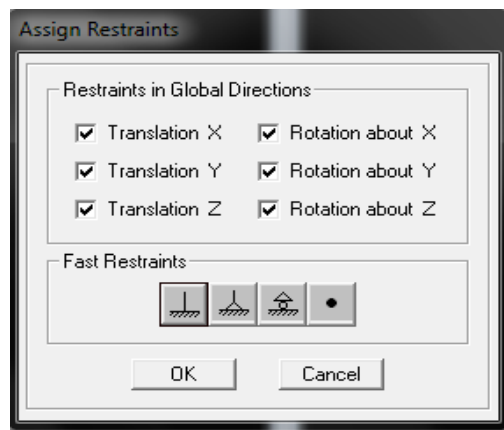
Edit —————> **Mesh Areas**


Une fenêtre s affichera et elle sera rempli comme suit



Etape 10:

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuent un encastrement en cliquant sur l'icône  la fenêtre ci-après s'affichera :



On clique sur l'icône de l'encastrement  et tous les nœuds seront encastrés.

➤ **Etape 11:**

Les planchers sont supposés infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et leurs masse supposées concentrées en leurs centres de masse (nœud maître), Alors on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le plancher un, et on suit les étapes suivantes :

Assign ———> joint/ point ———> Diaphragm ———> Add New Diaphragm .

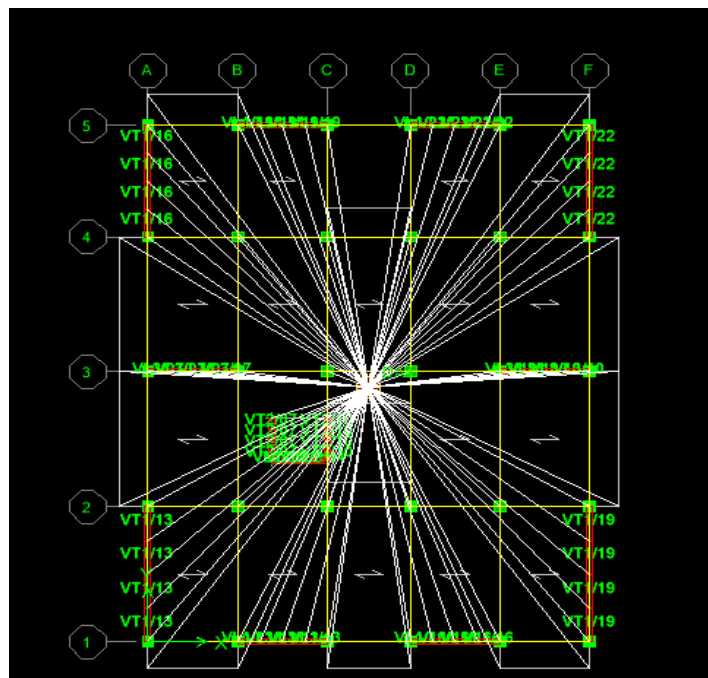
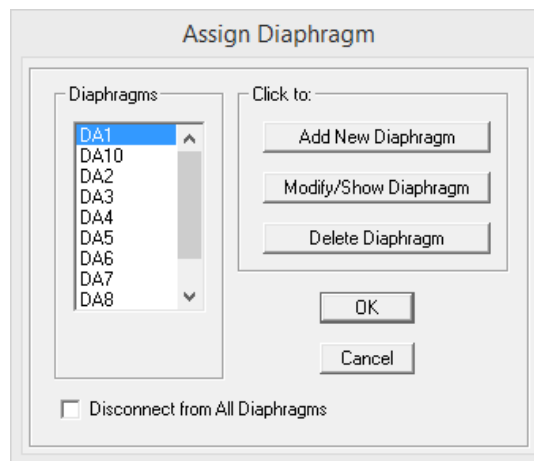


Figure V.6 Diaphragme planché 1

On suit les mêmes étapes pour les autres planchers.

Etape 12 :

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

Analyze ———> **Run Analysis** ou on clique sur le bouton **F5**

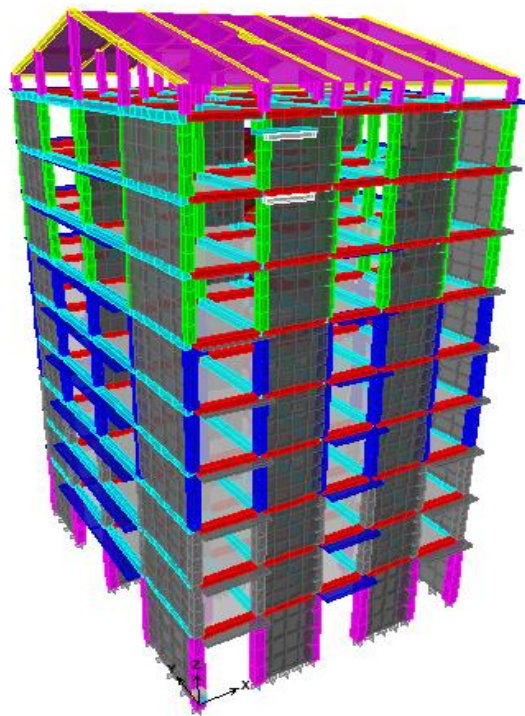


Figure V.7 modèle finale de notre structure

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

- La période fondamentale de la structure.
- L'excentricité.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- Justification du système de contreventement.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements relatifs.
- Déplacement maximal de la structure.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- Spécification pour les poteaux.

VI.1)Vérification de la période empirique T :

1.1- Calcul de la période empirique

$$T = C_{TX}(h_N)^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003).

$$T_1 = 0,05x(32,65)^{3/4} = \mathbf{0,688\ s}$$

1.2- Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = T + 30\%T = \mathbf{0,894\ s}$$

1.3- Détermination de la période par le logiciel ETABS :

| Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX |
|------|----------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|---------|
| 1 | 0,724843 | 69,4697 | 0,0249 | 0,0000 | 69,4697 | 0,0249 | 0,0000 | 0,0358 |
| 2 | 0,627671 | 0,0264 | 69,0309 | 0,0000 | 69,4961 | 69,0558 | 0,0000 | 97,8136 |
| 3 | 0,519878 | 0,0000 | 0,0462 | 0,0000 | 69,4962 | 69,1019 | 0,0000 | 0,0640 |
| 4 | 0,211096 | 2,7625 | 0,0002 | 0,0000 | 72,2587 | 69,1021 | 0,0000 | 0,0001 |
| 5 | 0,161838 | 16,5668 | 0,0009 | 0,0000 | 88,8255 | 69,1030 | 0,0000 | 0,0001 |
| 6 | 0,141180 | 0,0010 | 20,3695 | 0,0000 | 88,8265 | 89,4725 | 0,0000 | 1,7389 |
| 7 | 0,117446 | 0,0008 | 0,0066 | 0,0000 | 88,8273 | 89,4791 | 0,0000 | 0,0006 |
| 8 | 0,070461 | 6,7149 | 0,0002 | 0,0000 | 95,5421 | 89,4792 | 0,0000 | 0,0000 |
| 9 | 0,061487 | 0,0000 | 6,5925 | 0,0000 | 95,5422 | 96,0718 | 0,0000 | 0,2848 |
| 10 | 0,050741 | 0,0094 | 0,0036 | 0,0000 | 95,5515 | 96,0754 | 0,0000 | 0,0002 |
| 11 | 0,050132 | 0,0087 | 0,0003 | 0,0000 | 95,5603 | 96,0757 | 0,0000 | 0,0008 |
| 12 | 0,047884 | 0,0455 | 0,0000 | 0,0000 | 95,6057 | 96,0757 | 0,0000 | 0,0003 |

1.4-Comparaison des résultats :

On a :

- La période calculée : $T= 0,688$ s
- La période majorée : $T_{maj}=0,894$ s
- La période ETABS : $T_{etabs}= 0,724$ s

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée) donc on constate que *La période est vérifiée.*

VI.2)Vérification de l'excentricité :

D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Center Mass Rigidity

| | Story | Diaphragm | XCM | YCM | XCR | YCR |
|---|-------|-----------|-------|--------|-------|-------|
| ▶ | TOIT | DA1 | 7,597 | 9,613 | 7,477 | 9,609 |
| | ET1 | DA2 | 7,609 | 9,626 | 7,507 | 9,592 |
| | ET2 | DA3 | 7,609 | 9,620 | 7,513 | 9,583 |
| | ET3 | DA4 | 7,609 | 9,615 | 7,513 | 9,577 |
| | ET4 | DA5 | 7,609 | 9,615 | 7,510 | 9,572 |
| | ET5 | DA6 | 7,609 | 9,610 | 7,507 | 9,568 |
| | ET6 | DA7 | 7,608 | 9,606 | 7,504 | 9,564 |
| | ET7 | DA8 | 7,608 | 9,606 | 7,501 | 9,560 |
| | ET8 | DA9 | 7,628 | 9,592 | 7,500 | 9,556 |
| | TOIT | DA10 | 7,625 | 10,200 | 7,540 | 9,757 |

| Story | Diaphragme | XCCM | YCCM | XCR | YCR | ex | ey |
|-------|------------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| RDC | DA1 | 7,596 | 9,619 | 7,482 | 9,631 | 0,114 | -0,012 |
| ET1 | DA2 | 7,609 | 9,626 | 7,509 | 9,616 | 0,1 | 0,01 |
| ET2 | DA3 | 7,609 | 9,62 | 7,512 | 9,605 | 0,097 | 0,015 |
| ET3 | DA4 | 7,609 | 9,615 | 7,51 | 9,595 | 0,099 | 0,02 |
| ET4 | DA5 | 7,609 | 9,615 | 7,507 | 9,587 | 0,102 | 0,028 |
| ET5 | DA6 | 7,609 | 9,61 | 7,504 | 9,58 | 0,105 | 0,03 |
| ET6 | DA7 | 7,608 | 9,606 | 7,501 | 9,574 | 0,107 | 0,032 |
| ET7 | DA8 | 7,608 | 9,606 | 7,498 | 9,568 | 0,11 | 0,038 |
| ET8 | DA9 | 7,627 | 9,592 | 7,497 | 9,563 | 0,13 | 0,029 |
| TOIT | DA10 | 7,641 | 10,2 | 7,539 | 9,766 | 0,102 | 0,434 |

Tableau VI.1: Vérification de l'excentricité

Avec : $e_x = |XCM - XCR|$

$e_y = |YCM - YCR|$

❖ **Comparaison des résultats :**

• **Sens longitudinal**

$5\%L_x \geq e_x \rightarrow 0,05 \times 15,25 = 0,7625 > 0,128$condition vérifiée

• **Sens transversal**

$5\%L_y \geq e_y \rightarrow 0,05 \times 19,50 = 0,975 > 0,433$condition vérifiée

❖ **Justification de la régularité en plan :**

VI.3)Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

| Mode | Period | SumUX | SumUY |
|------|----------|---------|---------|
| 1 | 0,724843 | 69,4697 | 0,0249 |
| 2 | 0,627671 | 69,4961 | 69,0558 |
| 3 | 0,519878 | 69,4962 | 69,1019 |
| 4 | 0,211096 | 72,2587 | 69,1021 |
| 5 | 0,161838 | 88,8255 | 69,1030 |
| 6 | 0,141180 | 88,8265 | 89,4725 |
| 7 | 0,117446 | 88,8273 | 89,4791 |
| 8 | 0,070461 | 95,5421 | 89,4792 |
| 9 | 0,061487 | 95,5422 | 96,0718 |
| 10 | 0,050741 | 95,5515 | 96,0754 |
| 11 | 0,050132 | 95,5603 | 96,0757 |
| 12 | 0,047884 | 95,6057 | 96,0757 |

La somme des masses modales dans le 9^{ème} mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d’où la condition du RPA (article 4.3.4) est *vérifiée*.

VI.4)Justification du système de contreventement :

L’objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en utilisant combinaison EX et EY, ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison POIDS.

Récapitulatif des résultats :

| | Forces reprises par les voiles et poteaux | | Force reprises par les voiles uniquement | |
|---------|---|-----|--|-----|
| Unités | [kN] | [%] | [kN] | [%] |
| Sens Ex | 17355,25 | 100 | 12522,86 | 72 |
| Sens Ey | 19036,11 | 100 | 16249,37 | 85 |
| POIDS | 33772,19 | 100 | 12512,07 | 37 |

Tableau VI.2: Justification du système de contreventement

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$

D’après l’article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R=3,5**

VI.5)Vérification de l’effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{Ax Dx Q}{R} W_t \dots \dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

1)Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

A : coefficient d’accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d’usage 2
 - Zone sismique IIa
- } \longrightarrow **A = 0,15 (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)**

D : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \dots \dots \dots T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2=0,5s < T_{etabs}= 0,739s < 3s$ donc : **D=2,5 η (T₂/ T) ^{2/3}**

➤ le facteur de correction d’amortissement est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\epsilon}} \geq 0,7$$

ϵ (%) : est le coefficient d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après.

| Remplissage | Portiques | | Voiles ou murs |
|-------------|------------|-------|-------------------------|
| | Béton Armé | Acier | Béton Armé / Maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

Il n’existe pas de valeur intermédiaire qui regroupe la valeur pour une structure mixte.

Cependant, on a adoptée suite aux recommandations du CTC (le siège de contrôle technique de construction) la valeur suivante = **10%** qui est la moyenne

D’où $\eta = 0,763 > 0,7$condition vérifiée

Alors : $D = 2,5 \times 0,763 \times (0,5 / 0,724)^{2/3} = 1,49$

W_t : poids de la structure donné par le logiciel ETABS $W_t = 33772,19$ kN

| | | | |
|-----|-------|--------|----------|
| RDC | POIDS | Top | 31744,42 |
| RDC | POIDS | Bottom | 33772,19 |

| Facteurs | Valeurs |
|---|----------|
| Coefficient d’accélération de zone A | 0,15 |
| Facteur d’amplification dynamique D | 1,49 |
| Facteur de qualité Q | 1,20 |
| Coefficient de comportement R | 3,5 |
| Le poids total de la structure W_t [kN] | 33772,19 |

Tableau VI.3:récapitulatif des résultats

$$V = \frac{0,15 \times 1,49 \times 1,20}{3,5} 33772,19 = 2587,91 \text{ KN}$$

$$V_{RPA} = 2587,91 \text{ KN}$$

2)Détermination de l’effort tranchant par ETABS :

on définit les combinaisons Ex et Ey puis les résultats s’afficheront comme suit :

| | Spec | Mode | Dir | F1 | F2 | F3 | M1 | M2 | M3 |
|--|------|------|-----|---------|---------|------|------------|-----------|---------|
| | EX | 10 | U1 | 0,50 | 0,31 | 0,00 | -1,464 | 2,676 | -4,77 |
| | EX | 11 | U1 | 0,47 | 0,09 | 0,00 | -2,627 | 7,667 | -16,05 |
| | EX | 12 | U1 | 2,45 | 0,07 | 0,00 | 3,980 | -1,641 | -8,21 |
| | EX | All | All | 2297,95 | 36,46 | 0,00 | 803,775 | 47637,316 | 22034,1 |
| | EY | 1 | U2 | -40,56 | 0,77 | 0,00 | -17,141 | -896,793 | 393,31 |
| | EY | 2 | U2 | 45,88 | 2347,14 | 0,00 | -51999,069 | 998,071 | 17378,6 |
| | EY | 3 | U2 | 0,05 | 1,79 | 0,00 | -39,250 | 3,075 | 10,12 |
| | EY | 4 | U2 | -0,83 | 0,01 | 0,00 | -0,072 | -4,499 | 7,718 |
| | EY | 5 | U2 | -4,92 | 0,04 | 0,00 | -0,269 | -25,727 | 47,49 |
| | EY | 6 | U2 | 5,87 | 832,74 | 0,00 | -4528,282 | 25,735 | 6247,6 |
| | EY | 7 | U2 | 0,10 | 0,29 | 0,00 | -1,568 | 0,803 | 0,456 |
| | EY | 8 | U2 | -1,72 | 0,01 | 0,00 | -0,061 | -6,776 | 16,52 |
| | EY | 9 | U2 | 0,57 | 343,49 | 0,00 | -1328,766 | -2,800 | 2602,4 |
| | EY | 10 | U2 | 0,31 | 0,19 | 0,00 | -0,905 | 1,655 | -2,95 |
| | EY | 11 | U2 | 0,09 | 0,02 | 0,00 | -0,516 | 1,506 | -3,15 |
| | EY | 12 | U2 | 0,07 | 0,00 | 0,00 | 0,115 | -0,047 | -0,23 |
| | EY | All | All | 36,46 | 2530,64 | 0,00 | 52305,364 | 791,860 | 19026,2 |

Puis, on relève les valeurs de l’effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = F_1 = 2297,95 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = F_2 = 2530,64 \text{ KN}$$

3)Comparaison des résultats

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l’effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente. Il est rappelé que : $0,8V_{RPA} = 2070,33\text{KN}$

- **Sens longitudinal :**

$$V_{x\text{ dyn}} = 2297,95 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 2070,33 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

$$V_{y\text{ dyn}} = 2530,64 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 2070,33 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VI.6)Vérification des déplacements relatifs :

Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage à moins qu’il ne puisse être prouvé qu’un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \delta_e \quad (\text{RPA 99 formule 4-19})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l’effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Δ_{kx} : déplacement longitudinal d’un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

δ_{ky} : déplacement transversal d’un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau «K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau «K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

H_e : hauteur de l’étage considéré.

***Dans le sens longitudinal**

***Dans le sens transversal**

| | Story | Diaphragm | Load | UX |
|---|-------|-----------|------|--------|
| ▶ | RDC | DA10 | EX | 0,0242 |
| | ET8 | DA9 | EX | 0,0205 |
| | ET7 | DA8 | EX | 0,0179 |
| | ET6 | DA7 | EX | 0,0151 |
| | ET5 | DA6 | EX | 0,0124 |
| | ET4 | DA5 | EX | 0,0096 |
| | ET3 | DA4 | EX | 0,0070 |
| | ET2 | DA3 | EX | 0,0046 |
| | ET1 | DA2 | EX | 0,0026 |
| | RDC | DA1 | EX | 0,0011 |

| | Story | Diaphragm | Load | UY |
|---|-------|-----------|------|--------|
| ▶ | TOIT | DA10 | EY | 0,0179 |
| | ET8 | DA9 | EY | 0,0171 |
| | ET7 | DA8 | EY | 0,0148 |
| | ET6 | DA7 | EY | 0,0124 |
| | ET5 | DA6 | EY | 0,0101 |
| | ET4 | DA5 | EY | 0,0078 |
| | ET3 | DA4 | EY | 0,0057 |
| | ET2 | DA3 | EY | 0,0037 |
| | ET1 | DA2 | EY | 0,0021 |
| | RDC | DA1 | EY | 0,0009 |

| Story | Diaphragm | UX | UY | ΔK_x | Δk_y | 1%He | conclusion |
|-------|-----------|--------|--------|--------------|--------------|--------|------------|
| TOIT | DA10 | 0,0242 | 0,0179 | 0,0037 | 0,0008 | 0.0306 | cv |
| ET8 | DA9 | 0,0205 | 0,0171 | 0,0026 | 0,0023 | 0.0306 | cv |
| ET7 | DA8 | 0,0179 | 0,0148 | 0,0028 | 0,0024 | 0.0306 | cv |
| ET6 | DA7 | 0,0151 | 0,0124 | 0,0027 | 0,0023 | 0.0306 | cv |
| ET5 | DA6 | 0,0124 | 0,0101 | 0,0028 | 0,0023 | 0.0306 | cv |
| ET4 | DA5 | 0,0096 | 0,0078 | 0,0026 | 0,0021 | 0.0306 | cv |
| ET3 | DA4 | 0,007 | 0,0057 | 0,0024 | 0,002 | 0.0306 | cv |
| ET2 | DA3 | 0,0046 | 0,0037 | 0,002 | 0,0016 | 0.0306 | cv |
| ET1 | DA2 | 0,0026 | 0,0021 | 0,0015 | 0,0012 | 0.0306 | cv |
| RDC | DA1 | 0,0011 | 0,0009 | 0,0011 | 0,0009 | 0.0306 | cv |

Tableau VI.4 :récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions

Conclusion :

D’après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée

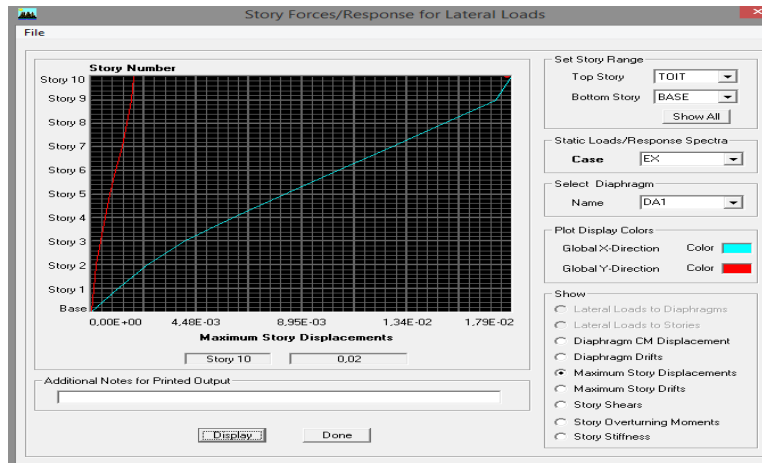
VI.7)Vérification du déplacement maximal de la structure :

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{adm}

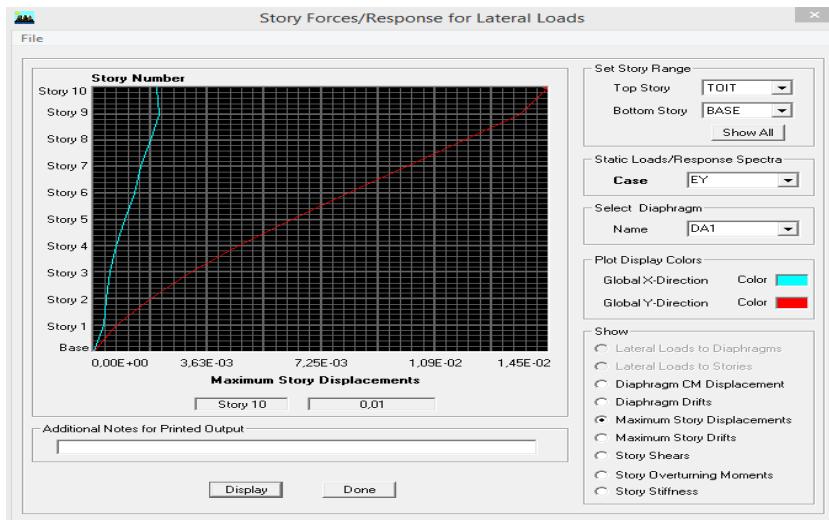
$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{32,99}{500} = 0,0659 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

Détermination du déplacement maximal avec ETABS :

1) Dans le sens longitudinal:



2) Dans le sens transversal:



Résultats trouvés :

- Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.02m < Flèche admissible : 0,0659 m
- Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.01m < Flèche admissible : 0,0659 m

Conclusion:

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

VI.8)Justification vis-à-vis de l’effet P-Delta

L’effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux: $\theta \leq 0.1$

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

P_k: poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau «**k** »

V_k : effort tranchant d’étage au niveau «**k** »

Δ_k : déplacement relatif du niveau «**k** » par rapport au niveau

«**k-1** » **h_k** : hauteur de l’étage «**k** »

| Niv | Sens x-x (sous Ex) | | | | | Sens y-y (sous Ey) | | | |
|------|--------------------|----------------|----------------|---------------------------------|------------|--------------------|----------------|---------------------------------|------------|
| | P _k | Δ _k | V _k | V _k × h _k | Θ | Δ _k | V _k | V _k × h _k | Θ |
| TOIT | 1019,66 | 0,0037 | 82,16 | 322,0672 | 0,00172896 | 0,0008 | 59,3 | 232,456 | 0,00033459 |
| 8 | 3469,89 | 0,0026 | 713,1 | 2182,086 | 0,00249951 | 0,0023 | 796,72 | 2437,9632 | 0,00200119 |
| 7 | 3459,35 | 0,0028 | 1179,54 | 3609,3924 | 0,00206073 | 0,0024 | 1303,27 | 3988,0062 | 0,00160599 |
| 6 | 3459,36 | 0,0027 | 1536,07 | 4700,3742 | 0,00166338 | 0,0023 | 1689,44 | 5169,6864 | 0,00129354 |
| 5 | 3545,42 | 0,0028 | 1835,04 | 5615,2224 | 0,00155553 | 0,0023 | 2010,12 | 6150,9672 | 0,00116818 |
| 4 | 3545,42 | 0,0026 | 2085,57 | 6381,8442 | 0,00131967 | 0,0021 | 2281,2 | 6980,472 | 0,00097315 |
| 3 | 3545,41 | 0,0024 | 2282,72 | 6985,1232 | 0,00113956 | 0,0002 | 2500,26 | 7650,7956 | 8,6538E-05 |
| 2 | 3642,96 | 0,002 | 2440,17 | 7466,9202 | 0,00092943 | 0,0016 | 2677,73 | 8193,8538 | 0,00067675 |
| 1 | 3642,96 | 0,0015 | 2561,82 | 7839,1692 | 0,00045111 | 0,0012 | 2814,67 | 8612,8902 | 0,00032803 |
| RDC | 4441,76 | 0,0011 | 2639,06 | 12113,2854 | 0,00040335 | 0,0009 | 2903,4 | 13326,606 | 0,00029997 |

Tableau VI.5 : justification vis-à-vis de l’effet P-Delta

L’effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0,1$

VI.9) Spécification pour les poteaux :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{avec : } N_d : \text{Effort normal dans les poteaux}$$

B_c : Section du poteau

- **Poteaux 50x50 :**

$$N_d = 1780,07 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1780,07}{50.50.2,5} = 0,28 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 45x45 :**

$$N_d = 1303,87 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1303,87}{45.45.2,5} = 0,25 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 40x40 :**

$$N_d = 963,26 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{963,26}{40.40.2,5} = 0,24 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 35x35 :**

$$N_d = 481,47 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{481,47}{35.35.2,5} = 0,15 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 30x30 :**

$$N_d = 108,86 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{108,86}{30.30.2,5} = 0,04 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **CONCLUSION :**

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, nous allons donc passer au ferrailage de la structure.

VII.1)FERRAILLAGE DES POTEAUX

1)Introduction

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée, en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l’effort correspondant.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1,35G + 1,5Q à l’ELU
- G + Q ± E RPA 2003
- 0,8G ± E RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l’ELS

- G + Q à l’ELS

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques suivant des matériaux

| Situation | Béton | | | Acier | | |
|--------------|------------|-----------------|----------------|------------|----------|------------------|
| | γ_b | f_{c28} (MPa) | f_{bu} (MPa) | γ_s | Fe (MPa) | σ_s (MPa) |
| Durable | 1,5 | 25 | 14,2 | 1,15 | 400 | 348 |
| Accidentelle | 1,15 | 25 | 18,48 | 1 | 400 | 400 |

Tableau VII.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

2)Recommandation de l’ RPA 99/Version 2003

➤ **Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence(HA), et doivent être sans crochet.

Les pourcentages d’armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

. Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Le pourcentage minimal est de 0,80 % de la section du poteau en zone IIa.

Poteau (50 × 50) : $A_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20\text{cm}^2$

Poteau (45 × 45) : $A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2\text{cm}^2$

Poteau (40 × 40) : $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{cm}^2$

Poteau (35 × 35) : $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{cm}^2$

Poteau (30 × 30) : $A_{min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2\text{cm}^2$

-Le pourcentage maximal en zone courante est de 4 % de la section du poteau.

Poteau (50 × 50) : $A_{max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{cm}^2$

Poteau (45 × 45) : $A_{max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$

Poteau (40 × 40) : $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteau (35 × 35) : $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteau (30 × 30) : $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 6 % de la section du poteau.

Poteau (50 × 50): $A_{max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Poteau (45 × 45): $A_{max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$

Poteau (40 × 40): $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteau (35 × 35): $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$

Poteau (30 × 30): $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

| Sections des poteaux (cm ²) | Pourcentage minimal (cm ²) | Pourcentage maximal (cm ²) | |
|--|---|--|-------------------------------|
| | $A_{min} = 0,08\% (b \times h)$ | Zone de recouvrement | Zone courante |
| | | $A_{max} = 0,06 (b \times h)$ | $A_{max} = 0,04 (b \times h)$ |
| Poteau (50 × 50) | 20 | 150 | 100 |
| Poteau (45 × 45) | 14,4 | 121,5 | 81 |
| Poteau (40 × 40) | 12,8 | 96 | 64 |
| Poteau (35 × 35) | 9,8 | 73,5 | 49 |
| Poteau (30 × 30) | 7,2 | 54 | 36 |

Tableau VII.1.2 : Récapitulatif des sections d’acier recommandées par RPA

2) Etapes de calcul en flexion composé à l’ELU

Chaque poteau est soumis à un effort N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

A. Calcul du centre de pression « e »

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

- ✓ **Section partiellement comprimée (SPC)**

Une section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$$

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c}{h}\right)b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

➤ **Calcul des armatures :**

- Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right)$$

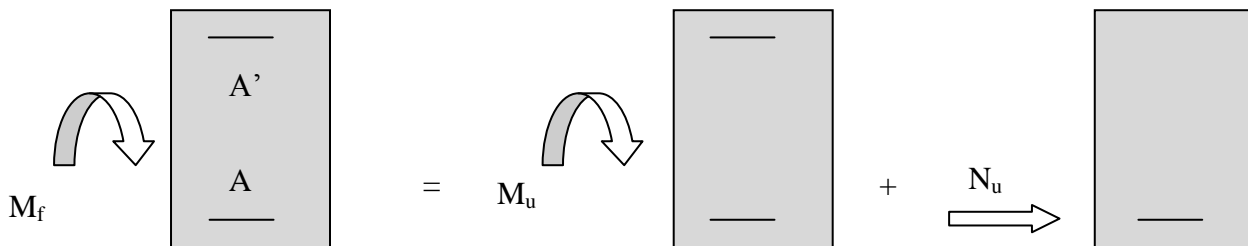


Fig.VII.1.1 : Schéma explicatif du moment fictif

- Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu \leq \mu = 0,392$ → la section est simplement armée (SSA) ($A' = 0$).

- Section des armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

- Section réelle d'armature est :

$$A_s = A_f - \frac{N}{\sigma_s}$$

Et si $\mu \geq \mu = 0,392$ → La section est doublement armée (SDA) ($A' \neq 0$)

- Armatures en flexion simple :

$$M_f = \mu b d^2 f_{bc} \quad ; \quad \Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \quad ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa$$

- Armatures en flexion composé

La section réelle d'armature est :

$$A' = A'_f \quad A_s = A_f - \frac{N}{\sigma_s}$$

✓ **Section entièrement comprimée (SEC)**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$$

➤ **Calcul des armatures :**

Deux cas se présentent :

Si : $N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 \longrightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

$$A'_s = \frac{N_u - 100\Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100\sigma_{st}} \quad A = 0 \text{ avec} \quad \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c) - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

Et si : $N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 \longrightarrow$ La section est doublement armée (SDA)

$$A' = \frac{M - (d - 0,5h)bh f_{bc}}{\sigma_{st}(d - c)} \quad ; \quad A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'$$

A' : armatures comprimées. A : armature tendues.

Et si $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera

$$A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$$

3) Calcul des armatures longitudinales a l'ELU

➤ Les efforts internes dans les poteaux

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

| Niveau | Section | Sollicitation | Combinaison | N [KN] | M [KN.m] |
|--|---------|--|--------------------|---------|----------|
| RDC | 50 × 50 | N ^{max} – M ^{corres} | ELU | 1780,07 | -22,332 |
| | | N ^{min} – M ^{corres} | 0,8GE _x | 1054,3 | 8,019 |
| | | N ^{corres} – M ^{max} | GQE _x | 834,1 | 46,504 |
| 1^{er}, 2^{ème} étage | 45 × 45 | N ^{max} – M ^{corres} | ELU | 1506,02 | 9,954 |
| | | N ^{min} – M ^{corres} | 0,8GE _x | 687,39 | 4,563 |
| | | N ^{corres} – M ^{max} | GQE _x | 342,09 | 62,194 |
| 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage | 40 × 40 | N ^{max} – M ^{corres} | ELU | 1105,52 | 6,023 |
| | | N ^{min} – M ^{corres} | 0,8GE _x | 332,77 | 4,873 |
| | | N ^{corres} – M ^{max} | GQE _x | 266,84 | 49,03 |
| 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étage | 35 × 35 | N ^{max} – M ^{corres} | ELU | 564,14 | -7,592 |
| | | N ^{min} – M ^{corres} | 0,8GE _x | 57,61 | 0,983 |
| | | N ^{corres} – M ^{max} | GQE _x | 163,69 | 63,660 |
| TOITURE | 30 × 30 | N ^{max} – M ^{corres} | ELU | 108,86 | -13,307 |
| | | N ^{min} – M ^{corres} | 0,8GE _x | 17,31 | 0,808 |
| | | N ^{corres} – M ^{max} | GQE _x | 2,33 | 23,207 |

Tableau VII.1.3 : Efforts internes dans les poteaux.

➤ Exemple de calcul manuel

• Poteaux 50 × 50

N_u = 1780,07KN et M_{u,corr} = 22,332KN.m

✓ Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1780,07}{22,332} = 0,0125 < \frac{h}{2} - c = 0,22 \quad \longrightarrow \quad \text{S.E.C}$$

Nu (d – c') – Mf avec: M_f = M_u + N_u($\frac{h}{2}$ – c) / d = h – c = 0,5 – 0,03 = 0,47

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$= 22,332 + 1780,07 \left(\frac{0,5}{2} - 0,03 \right)$$

$$= 413,94 \text{ KN.m}$$

$$\longrightarrow N_u (d-c') - M_f = 1780,03 (0,5 - 0,03) - 413,94 = 422,67 \text{ KN.}$$

$$\text{Et : } \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 = \left(0,5 - \frac{0,03}{0,5} \right) \times 0,50 \times 0,50^2 \times 14,2 \times 10^3 = 781 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } N_u (d-c') - M_f = 422,67 \text{ KN.m} < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 = 781 \text{ KN.m} \quad \text{--- S.S.A}$$

a. Calcul des armatures :

$$A'_s = \frac{N_u - 100 \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_{st}} \quad A' = 0 \text{ avec } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c) - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$\text{Donc : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{1780,03 (0,5 - 0,03) - 413,94}{0,50 \times 0,50^2 \times 14,2 \times 10^3}}{0,857 - \frac{0,03}{0,50}} = 0,74$$

$$\longrightarrow A_s = 0,0043 \text{ cm}^2$$

Nous allons ferrailer par zones à l'aide de logiciel SOCOTEC et les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Remarque : le résultat trouvé manuellement est le même trouvé avec le logiciel SOCOTEC.

| Niveau | Section | Sollicitation | N [KN] | M[KN.m] | nature | A _{inf} [cm ²] | A _{sup} [cm ²] | A _{min} [cm ²] | ferrailage | A _{adopté} [cm ²] |
|--|---------|--|---------|---------|--------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------|--|
| RDC | 50x50 | N ^{max} – M ^{corres} | 1780,07 | -22,332 | SEC | 0,00 | 0,00 | 20 | 6HA16+6HA16 | 24,13 |
| | | N ^{min} – M ^{corres} | 1054,3 | 8,019 | SEC | 0,00 | 0,00 | | | |
| | | N ^{corres} – M ^{max} | 834,1 | 46,504 | SEC | 0,00 | 0,00 | | | |
| 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage | 45x45 | N ^{max} – M ^{corres} | 1506,02 | 9,954 | SEC | 0,00 | 0,00 | 14,4 | 6HA14+6HA14 | 18,46 |
| | | N ^{min} – M ^{corres} | 687,39 | 4,563 | SEC | 2,35 | 0,00 | | | |
| | | N ^{corres} – M ^{max} | 342,09 | 62,194 | SEC | 2,34 | 0,00 | | | |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage | 40x40 | N ^{max} – M ^{corres} | 1105,52 | 6,023 | SEC | 0,00 | 0,00 | 12,8 | 4HA14+8HA12 | 15,25 |
| | | N ^{min} – M ^{corres} | 332,77 | 4,873 | SEC | 0,63 | 0,00 | | | |
| | | N ^{corres} – M ^{max} | 266,84 | 49,03 | SEC | 4,74 | 0,00 | | | |
| 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage | 35x35 | N ^{max} – M ^{corres} | 564,14 | -7,592 | SEC | 0,00 | 0,00 | 9,8 | 10HA12 | 11,31 |
| | | N ^{min} – M ^{corres} | 57,61 | 0,983 | SEC | 0,63 | 0,00 | | | |
| | | N ^{corres} – M ^{max} | 163,69 | 63,660 | SEC | 4,74 | 0,00 | | | |
| Toiture | 30x30 | N ^{max} – M ^{corres} | 108,86 | -13,307 | SEC | 0,00 | 0,00 | 7,2 | 8HA12 | 9,05 |
| | | N ^{min} – M ^{corres} | 17,31 | 0,808 | SEC | 0,63 | 0,00 | | | |
| | | N ^{corres} – M ^{max} | 2,33 | 23,207 | SEC | 1,6 | 0,00 | | | |

Tableau VII.I.4 : Ferrailage des poteaux

4) Vérifications a l'ELU :

a) Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA
[Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :

- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm en zone III
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique)
- La zone nodale est constituée par nœuds poutres-poteaux proprement dit, et les extrémités des barres y concourent
- Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\}$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec :

- h_e : Hauteur de l'étage, elle est de **4,59m** pour le RDC et 3,06 pour tous les étages courants

-(b_1, h_1): dimensions du poteau.

- h : hauteur de la poutre.

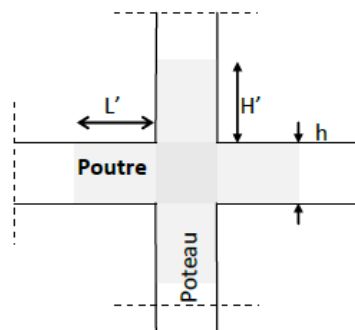


Fig.VII.1.2 : zone nodale dans le poteau.

- poteaux (50 × 50) : h' = 76,5cm.
- Poteaux (45 × 45) : h' = 60cm.
- Poteaux (40 × 40) : h' = 60cm.
- Poteaux (35 × 35) : h' = 60cm.
- Poteaux (30 × 30) : h' = 60cm.

Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$

- Les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en zoneIIa sont résumés dans le tableau ci-dessous:

| Sections des poteaux (cm ²) | Pourcentage minimal (cm ²) | Pourcentage maximal (cm ²) | |
|--|---|--|--------------------------------|
| | $A_{\min} = 0,08\% (b \times h)$ | Zone de recouvrement | Zone courante |
| | | $A_{\max} = 0,06 (b \times h)$ | $A_{\max} = 0,04 (b \times h)$ |
| Poteau (50 × 50) | 20 | 150 | 100 |
| Poteau (45 × 45) | 14,4 | 121,5 | 81 |
| Poteau (40 × 40) | 12,8 | 96 | 64 |
| Poteau (35 × 35) | 9,8 | 73,5 | 49 |
| Poteau (30 × 30) | 7,2 | 54 | 36 |

Tableau VI.1.5 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

b) Armatures transversales selon les recommandations du RPA

[Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce, leurs rôles est de maintenir les armatures longitudinales et éviter ainsi leurs flambement, D après les règles du BAEL91/modifié 99, le diamètre des armatures transversales ϕ_t est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_{lmax} = \frac{1}{3} 16 = 5,33 \quad \text{soit: } \phi_t = 8\text{mm}$$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section : $A_t = 2,01\text{cm}^2 = 4\text{HA8}$.

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :**

D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimale en pourcentage est donnée comme suit : $\frac{A_t}{b_1 \times S_t}$ en %.

Si $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow A_t^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3 \longrightarrow A_t^{\min} = 0,8 \% \times S_t \times b_1$

Et si $3 < \lambda_g < 5 \longrightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Avec :

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad / \quad L_f = 0,7 h_e$$

b_1 ; h_1 : Dimension de la section droite du poteau

ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, Il est pris :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

b. Espacement des barres

S_t : L'espacement des armatures transversales dont les valeurs sont :

Zone nodal $\longrightarrow S_t \leq 10\text{cm} \longrightarrow S_t = 10\text{cm}$

Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10.\phi_l\right) = 12\text{cm} \longrightarrow S_t = 12\text{cm}$

Où

ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

| Section des poteaux des différents niveaux | hauteur libre du poteau | $\lambda_g = \frac{L_f}{h}$ | ρ_a |
|--|-------------------------|-----------------------------|----------|
| 50×50 | $L_0 = 4,59 \text{ m}$ | 6,42 | 3,75 |
| 45 × 45 | $L_0 = 3,06 \text{ m}$ | 4,76 | 2,5 |
| 40 × 40 | $L_0 = 3,06 \text{ m}$ | 5,35 | 3,75 |
| 35 × 35 | $L_0 = 3,06 \text{ m}$ | 6,12 | 3,75 |
| 30 × 30 | $L_0 = 3,92 \text{ m}$ | 9,14 | 3,75 |

Tableau VII.1.6 : coefficients correcteurs " ρ_a " en fonction de l'élançement géométrique du poteau " λ_g ".

| poteau | $A_t^{min} [\text{cm}^2]$ | | $A_{adoptée} [\text{cm}^2]$ | Observation | |
|--------|--------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------|---------------|-------------|
| | Zone courante $S_t = 12\text{cm}$ | Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$ | | Zone courante | Zone nodale |
| 50×50 | 1,8 | 1,5 | 2,01 | CV | CV |
| 45×45 | 1,89 | 1,575 | 2,01 | CV | CV |
| 40×40 | 1.44 | 1,2 | 2,01 | CV | CV |
| 35×35 | 1,26 | 1,05 | 2,01 | CV | CV |
| 30×30 | 1,08 | 0,9 | 2,01 | CV | CV |

Tableau VII.1.7 : Quantité minimale d'armatures transversales.

❖ **Conclusion :**

Les armatures transversales des poteaux seront composées de 2cartes $\varnothing 8$ $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de 10cm en zone nodal et de 12 cm en zone courante.

c) Vérification au cisaillement:

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

Avec :
$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

✓ Selon le RPA :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ [Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003]}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

✓ Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right\} \text{ [Art A.5.1.211/BAEL 91]}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

| Section | V_u [KN] | τ_{bu} | ρ_d | $\bar{\tau}_{bu}$ (RPA) [MPa] | $\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL) [MPa] | observation |
|---------|------------|-------------|----------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------|
| 50×50 | 23,71 | 0,1 | 0,075 | 1,875 | 3,33 | Condition vérifiée |
| 45×45 | 31,76 | 0,168 | 0,075 | 1 | 3,33 | Condition vérifiée |
| 40×40 | 33,74 | 0,228 | 0,075 | 1,875 | 3,33 | Condition vérifiée |
| 35×35 | 39,38 | 0,351 | 0,075 | 1,875 | 3,33 | Condition vérifiée |
| 30×30 | 21,22 | 0,261 | 0,075 | 1,875 | 3,33 | Condition vérifiée |

Tableau VII.1.8 : Vérification des contraintes tangentielles.

a. Longueur d’ancrage (B.A.E.L.91Article: A.6.1.221)

Longueur de scellement $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$

- Pour les HA12 : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32\text{cm}^2$.
- Pour les HA14 : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38\text{cm}^2$.

- Pour les **HA16** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}^2$.

Selon le RPA :

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \emptyset$

- Pour les **HA12** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \quad L_r = 50 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA14** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \quad L_r = 60 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA16** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \quad L_r = 65 \text{ cm.}$$

5) Vérifications a l'ELS :

a) État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b) État limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel (SOCOTEC)

| Niveau | Section | Sollicitation | N_s [KN] | M_s [KN.m] | e_s [m] | observation | σ_{bsup} [MPa] | σ_{binf} [MPa] | $\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa] | Vérification |
|--|---------|------------------------|------------|--------------|-----------|-------------|-----------------------|-----------------------|---------------------------|--------------|
| RDC | 50x50 | $N^{max} - M^{corres}$ | 1263,52 | 0,514 | 0,0004 | SEC | 4,04 | 4,01 | 15 | CV |
| | | $N^{min} - M^{corres}$ | 348,42 | -0,503 | -0,0014 | SEC | 1,09 | 1,13 | | CV |
| | | $N^{corres} - M^{max}$ | 752,43 | 10,927 | 0,0145 | SEC | 2,73 | 2,07 | | CV |
| 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage | 45x45 | $N^{max} - M^{corres}$ | 1094,15 | -1,717 | -0,0015 | SEC | 4,17 | 4,31 | | CV |
| | | $N^{min} - M^{corres}$ | 232,27 | -1,596 | -0,0068 | SEC | 0,84 | 0,97 | | CV |
| | | $N^{corres} - M^{max}$ | 565,69 | 8,172 | 0,0144 | SEC | 2,53 | 1,86 | | CV |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage | 40x40 | $N^{max} - M^{corres}$ | 799,99 | -3,322 | -0,0041 | SEC | 3,79 | 4,19 | | CV |
| | | $N^{min} - M^{corres}$ | 110,4 | -2,288 | -0,0207 | SEC | 0,41 | 0,69 | | CV |
| | | $N^{corres} - M^{max}$ | 535,57 | 12,176 | 0,0227 | SEC | 3,4 | 1,93 | | CV |
| 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage | 35x35 | $N^{max} - M^{corres}$ | 409,27 | -5,501 | -0,0134 | SEC | 2,05 | 0 | | CV |
| | | $N^{min} - M^{corres}$ | 16,8 | 3,48 | 0,207 | SEC | 0,43 | 0 | | CV |
| | | $N^{corres} - M^{max}$ | 170,34 | 13,817 | 0,08 | SEC | 2,19 | 0 | | CV |
| Toiture | 30x30 | $N^{max} - M^{corres}$ | 70,36 | 0,414 | 0,0058 | SEC | 0,59 | 0,49 | CV | |
| | | $N^{min} - M^{corres}$ | 16,42 | -1,452 | 0,088 | SEC | 0 | 0,3 | CV | |
| | | $N^{corres} - M^{max}$ | 42,8 | 9,946 | 0,232 | SEC | 1,65 | 0 | CV | |

Tableau VII.1.10 : Vérification des contraintes.

6) Schéma de ferrailage des poteaux :

Poteaux (30 × 30) :

- Les armatures longitudinales : 8HA12
 $A_{st} = 9,05\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : 4HA8
 $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$

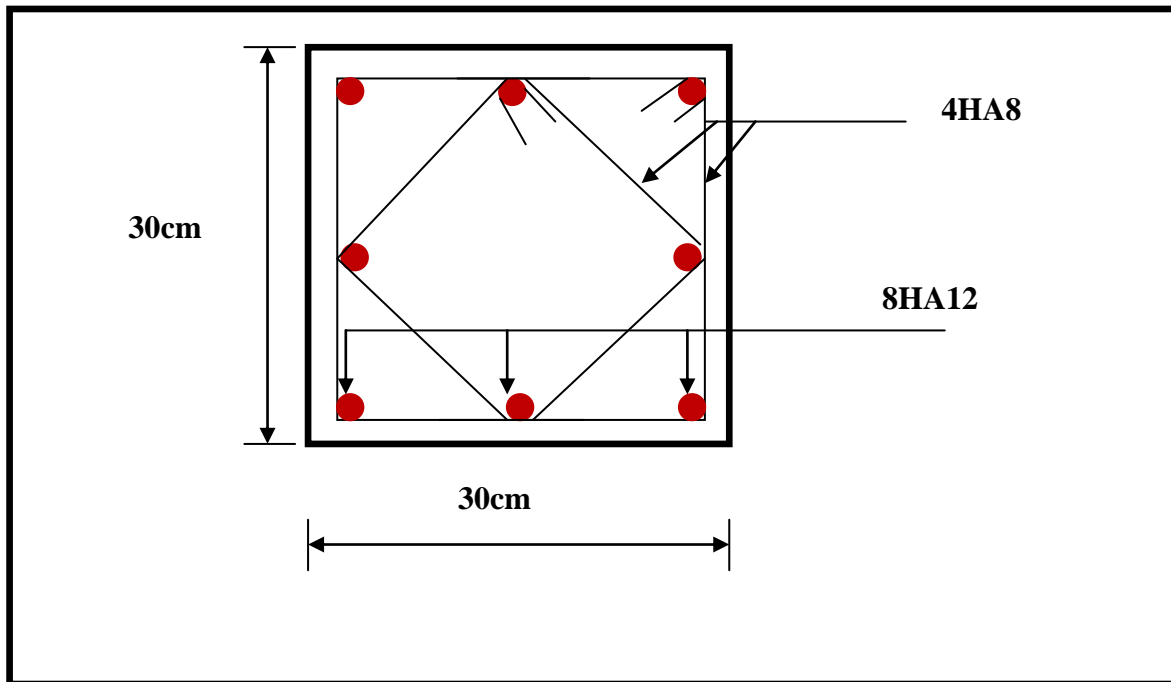


Fig.VII.1.3: Ferrailage Poteau 30 × 30

Poteaux (35 × 35) :

- Les armatures longitudinales : 10HA12
 $A_{st} = 11,31\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : 4HA8
 $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$

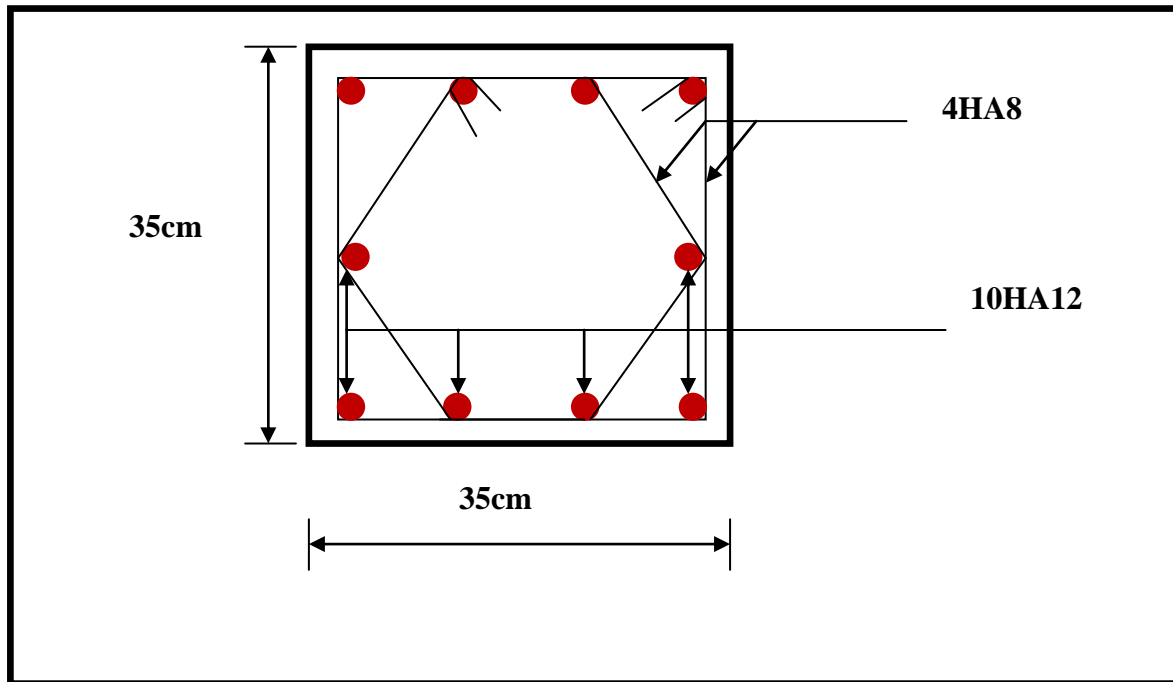


Fig.VII.1.4: Ferrailage Poteau 35 × 35

Poteaux (40 × 40) :

- Les armatures longitudinales : 4HA14 + 8HA12
 $A_{st} = 15,25\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : 4HA8
 $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$

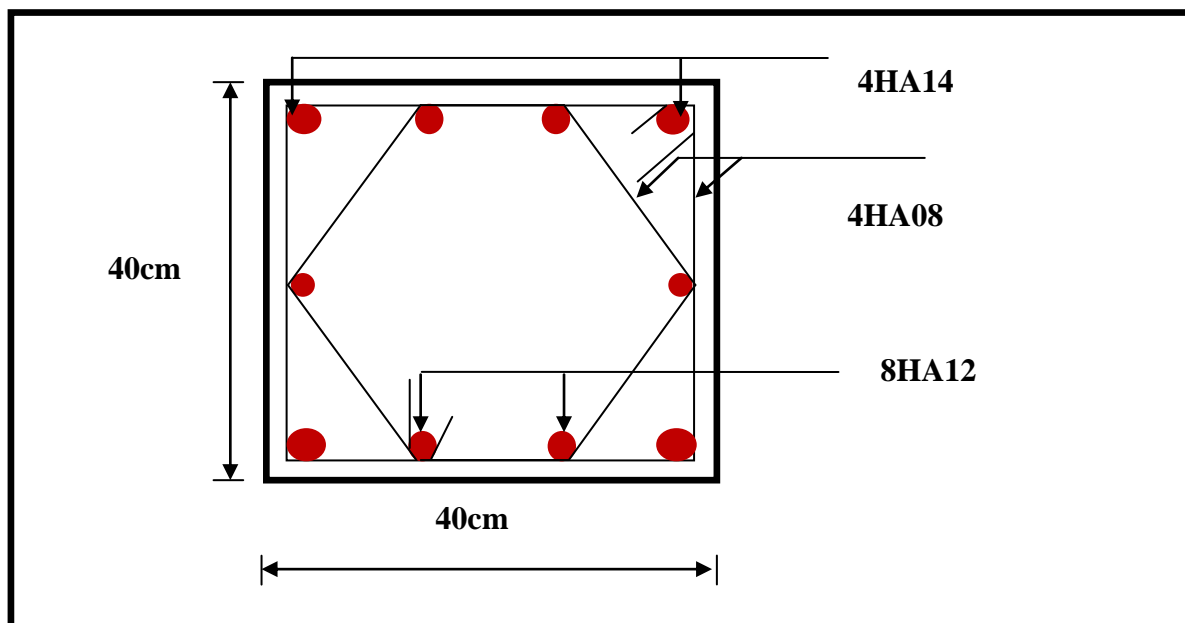
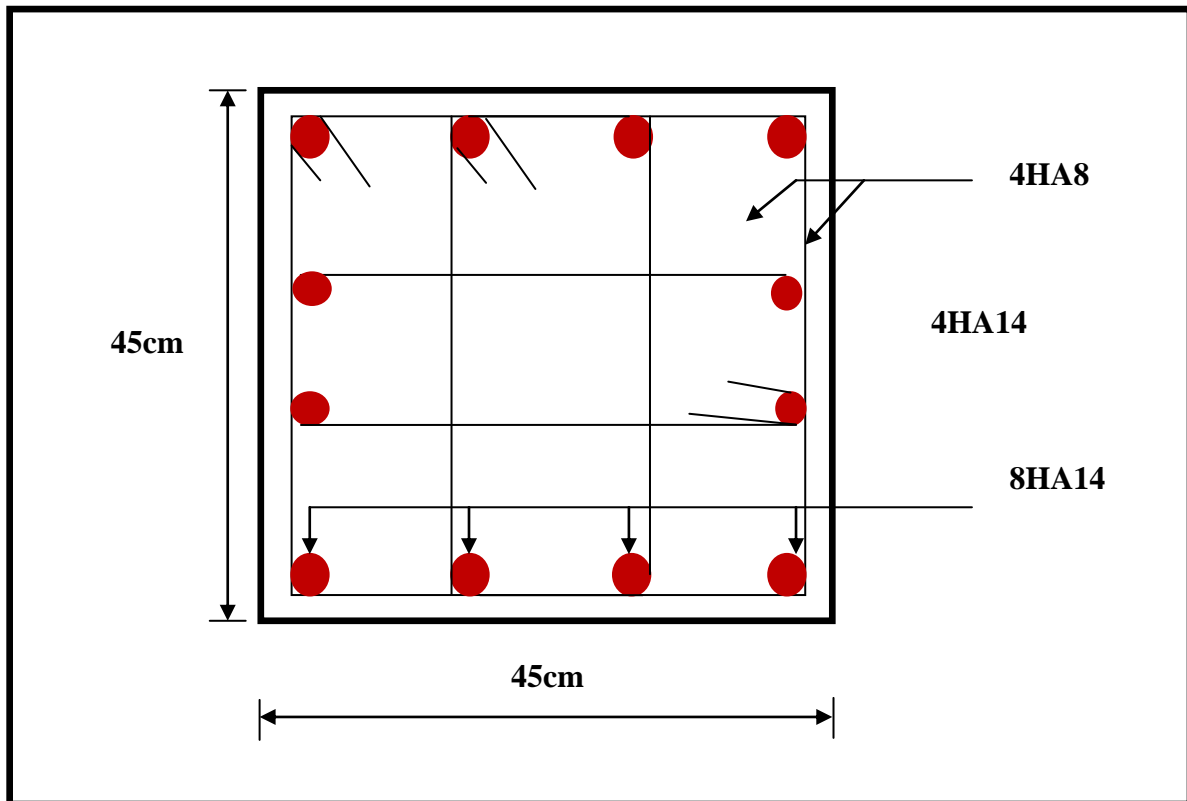


Fig.VII.1.5: Ferrailage Poteau 40 × 40

Poteaux (45× 45) :

- Les armatures longitudinales : 6HA14 + 6HA14
 $A_{st} = 18,46\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : 4HA8
 $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$

**Fig.VII.1.6 : Ferrailage Poteau 45 × 45****Poteaux (50× 50) :**

- Les armatures longitudinales : 6HA16 + 6HA16
 $A_{st} = 24,13\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : 4HA8
 $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$

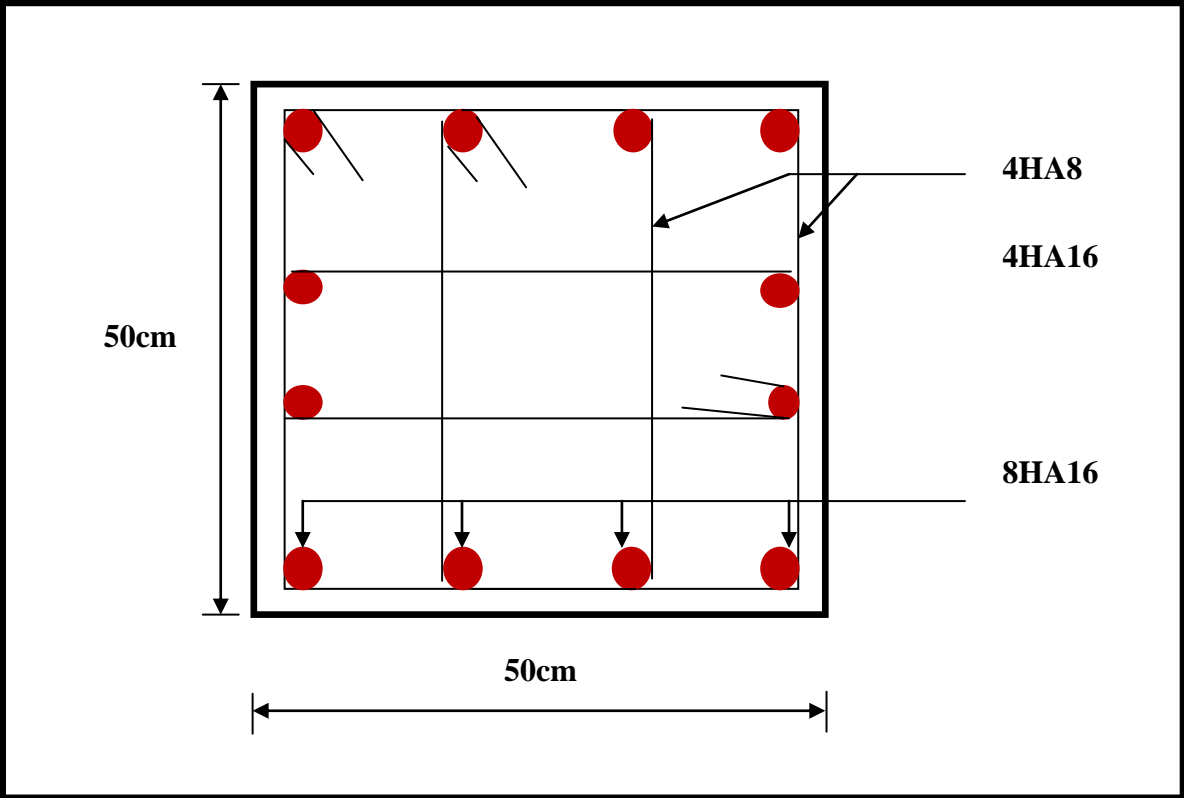


Fig.VII.1.7 : Ferrailage Poteau 50 × 50

VII.2) Ferrailage des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel Etabs.

1) Recommandations et exigences du RPA :

a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4 %** en zone courante;
 - **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

| | 0.5% bh | 4% bh | 6% bh |
|--------------------------------|---------|-------|-------|
| Poutre principale (30 × 40) | 6.00 | 48 | 72 |
| Poutre secondaire (30 × 30) | 4,5 | 36 | 54 |
| Poutre toiture (25x25) | 3,125 | 25 | 37,5 |

Tableau VII.2.1 : Section des armatures longitudinales.

- La longueur minimale des recouvrements est de : $40\emptyset$ en zone II;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle doit (90°).

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
 $\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right);$
- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

2) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

a. Ferrailage des poutres :

- **Poutre principale:**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{48,34 \times 10^3}{30 \times 37,5^2 \times 14,2} = 0,08 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{48,34 \times 10^3}{0,958 \times 37,5 \times 348} = 3,86 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{93,448 \times 10^3}{30 \times 37,5^2 \times 14,2} = 0,155 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,9115$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{93,448 \times 10^3}{0,9115 \times 37,5 \times 348} = 7,82 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaires:**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29,964 \times 10^3}{30 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,09 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,887$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{29,964 \times 10^3}{0,887 \times 27,5 \times 348} = 3,52 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{33,472 \times 10^3}{30 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,109 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,878$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{33,472 \times 10^3}{0,878 \times 27,5 \times 348} = 3,98 \text{ cm}^2$$

• **Poutre de la toiture :**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,001 \times 10^3}{25 \times 23^2 \times 14,2} = 0,053 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,9725$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{10,001 \times 10^3}{0,9725 \times 23 \times 348} = 1,28 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,24 \times 10^3}{25 \times 23^2 \times 14,2} = 0,102 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,946$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{19,24 \times 10^3}{0,946 \times 23 \times 348} = 2,54 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:

• **Ferrailage des poutres principales (30×40) :**

| | M_{\max} (KN.m) | μ_b | obs | β | A_{st} | Ferrailage | $A_{\text{adopté}}$ (cm^2) |
|------------|----------------------|---------|-----|---------|----------|---------------------------|--|
| En travée | 48,34 | 0.08 | SSA | 0,958 | 3,86 | 3HA14(fil) + 3HA12 (chap) | 8.01 |
| Aux appuis | 93,448 | 0,155 | SSA | 0,9155 | 7,82 | 3HA14(fil) +3HA12 (chap) | 8.01 |

Tableau VII.2.2 : ferrailage des poutres principales

• **Ferrailage des poutres secondaires (30×30) :**

| | M_{\max} (KN.m) | μ_b | obs | β | A_{st} | Ferrailage | $A_{\text{adopté}}$ (cm^2) |
|------------|----------------------|---------|-----|---------|----------|-------------------------|--|
| En travée | 65,441 | 0,200 | SSA | 0,887 | 3,52 | 3HA12(fil) +3HA12(chap) | 6,78 |
| Aux appuis | 69,092 | 0,214 | SSA | 0,878 | 3,89 | 3HA12(fil) +3HA12(chap) | 6,78 |

Tableau VII.2.3 : ferrailage des poutres secondaires.

• **Ferraillage des poutres toiture (25×25) :**

| | M_{max} (KN.m) | μ_b | obs | β | A_{st} | Ferraillage | $A_{adopté}$ (cm ²) |
|------------|---------------------|---------|-----|---------|----------|-------------|------------------------------------|
| En travée | 10,001 | 0,053 | SSA | 0,9725 | 1,28 | 3HA12(fil) | 3,39 |
| Aux appuis | 19,24 | 0,102 | SSA | 0,946 | 2,54 | 3HA12(fil) | 3,39 |

Tableau VII.2.4 : ferraillage des poutres toiture.

3) Vérifications à l'ELU:

a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

| | | A_{st} | A_{min} | vérifications |
|---------------------|------------|----------|-----------|---------------|
| Poutres principales | En travée | 8.01 | 6.00 | CV |
| | Aux appuis | 8.01 | | CV |
| Poutres secondaires | En travée | 6,78 | 5.25 | CV |
| | Aux appuis | 6,78 | | CV |
| Poutre toiture | En travée | 3,39 | 3,125 | CV |
| | Aux appuis | 3,39 | | CV |

Tableau VII.2.5 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

a. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S_t :

| | | Calcul de S_t (cm) | | | $A_t = 0,003 \times S_t \times b$ | Ferrailage [cm ²] |
|-------------------|---|----------------------|------------|------|-----------------------------------|-------------------------------|
| Poutre principale | Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$ | Min [10;19.2] | $S_t = 10$ | 0,9 | 4HA8=2,01 | |
| | Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$ | $S_t \leq 20$ cm | $S_t = 15$ | 1,35 | | |
| Poutre secondaire | Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$ | Min [7,5;16.8] | $S_t = 10$ | 0,90 | 4HA8=2,01 | |
| | Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$ | $S_t \leq 15$ cm | $S_t = 15$ | 1,35 | | |
| Poutre toiture | Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$ | Min [6,25;14,4] | $S_t = 10$ | 0,75 | 4HA8=2,01 | |
| | Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$ | $S_t \leq 12,5$ m | $S_t = 10$ | 0,75 | | |

Tableau VII.2.6: Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

b. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_U^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU;}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

| Poutres | Efforts tranchant (KN) | | b (cm) | d (cm) | τ_u (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | observation |
|-------------|------------------------|-------|--------|--------|----------------|----------------------|--------------------|
| Principales | T_{\max} | 99,81 | 30 | 37.5 | 0,88 | 3,33 | Condition vérifiée |
| Secondaires | T_{\max} | 59,52 | 30 | 27,5 | 0,72 | 3,33 | Condition vérifiée |
| Toiture | T_{\max} | 10,25 | 25 | 23 | 0,18 | 3,33 | Condition vérifiée |

Tableau VII.2.7: Vérification au cisaillement.

c. Influence de l'effort tranchant :

- **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On se doit de vérifier la relation : $T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9bd f_{c28}}{\gamma_b}$

| Poutres | Efforts tranchant (KN) | | b (cm) | d (cm) | f _{c28} (MPa) | T _u (KN) | observation |
|-------------|------------------------|-------|--------|--------|------------------------|---------------------|--------------------|
| | T _{max} | | | | | | |
| Principales | T _{max} | 99,81 | 30 | 37.5 | 25 | 675 | Condition vérifiée |
| Secondaires | T _{max} | 59,52 | 30 | 27.5 | 25 | 495 | Condition vérifiée |
| toiture | T _{max} | 10,25 | 25 | 23 | 25 | 345 | Condition vérifiée |

Tableau VII.2.8: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \text{ Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

Si: $\left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

-Pour les poutres principales: $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 99,81 - \frac{93,448}{0.9 \times 0.375} = -177,07 < 0$

-Pour les poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 59,52 - \frac{32}{0.9 \times 0.275} = -219,63 < 0$

-Pour les poutres toiture : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 10,24 - \frac{19,24}{0.9 \times 0.23} = -82,21 < 0$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

d. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement **HA**

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

Poutres principales :

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = 24,492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{99,81 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 282,6} = 1,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

Poutres Secondaires :

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,2 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = 22,608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{59,52 \times 10^3}{0,9 \times 27,5 \times 28,26} = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

Poutres toiture :

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,31 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10,25 \times 10^3}{0,9 \times 23 \times 113,1} = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

e. Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

$$\text{Longueur de scellement : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{avec: } \tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les } \emptyset_{14} : L_s = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \emptyset_{12} : L_s = 42,32 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$\text{Pour les } \emptyset_{14} : L_a = 19,75 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \emptyset_{12} : L_a = 16,93 \text{ cm}$$

4)Vérifications à L'ELS :

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$

$$\text{Avec: } A_{min} \geq \frac{0,23 \text{ bd } f_{t28}}{f_e} \quad \text{et: } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

| | | A_{st} | A_{min} | vérifications |
|---------------------|------------|----------|-----------|--------------------|
| Poutres principales | En travée | 8,01 | 1,358 | Condition vérifiée |
| | Aux appuis | 8,01 | 1,358 | Condition vérifiée |
| Poutres secondaires | En travée | 6,78 | 0,996 | Condition vérifiée |
| | Aux appuis | 6,78 | 0,996 | Condition vérifiée |
| Poutres toiture | En travée | 3,39 | 0,694 | Condition vérifiée |
| | Aux appuis | 3,39 | 0,694 | Condition vérifiée |

Tableau VI.2.9: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS: $\bar{f} = \frac{1}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

Poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5,1}{500} = 0,01 \text{ m} \\ f_{ETABS} = 0,00087 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,00087 \text{ m} < \bar{f} = 0,01 \text{ m} \Rightarrow \text{C. V}$$

Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3,1}{500} = 0,0062 \text{ m} \\ f_{ETABS} = 0,000076 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,000076 \text{ m} < \bar{f} = 0,0062 \text{ m} \Rightarrow \text{C. V}$$

Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3,1}{500} = 0,0062 \text{ m} \\ f_{ETABS} = 0,00023 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,00023 \text{ m} < \bar{f} = 0,0062 \text{ m} \Rightarrow \text{C. V}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

c) Vérification des contraintes :

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} K_1 \\ \beta_1 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$

- **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

| Poutres | | Moments (KN.m) | | combinaison |
|---------------------|--------|-----------------|---------|-------------|
| Poutres principales | Travée | M _{st} | 32,825 | ELS |
| | Appuis | M _{sa} | -63,246 | ELS |
| Poutres secondaires | Travée | M _{st} | 21,799 | ELS |
| | Appuis | M _{sa} | -29,819 | ELS |
| Poutres toiture | Travée | M _{st} | 8,115 | ELS |
| | Appuis | M _{sa} | -11,72 | ELS |

Tableau VI.2.10:Moments à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| | | Moment à l'ELS [KN.M] | A_{st} [cm ²] | b | d | ρ | β_1 | σ_{st} [MPa] | $\overline{\sigma}_{st}$ [MPa] | Obs | K_1 | σ_{bc} [MPa] | $\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa] | Obs |
|------------------------|----------------|-----------------------------|--------------------------------|----|------|--------|-----------|------------------------|-----------------------------------|-----|-------|------------------------|-----------------------------------|-----|
| Poutres principales | Travées | 32,825 | 8.01 | 30 | 37,5 | 0,72 | 0,877 | 123,2 | 348 | CV | 25,65 | 4,80 | 15 | CV |
| | Appuis | 63,246 | 8.01 | | | 0,946 | 0,8635 | 183,39 | | CV | 21,63 | 8,47 | | CV |
| Poutres secondaires | Travées | 21,799 | 6,78 | 30 | 27,5 | 0,971 | 0,862 | 114,81 | | CV | 21,23 | 5,4 | | CV |
| | Appuis | 29,819 | 6,78 | | | 1,291 | 0,847 | 120,21 | | CV | 17,68 | 6,79 | | CV |
| Poutres toiture | Travées | 8,115 | 3,39 | 25 | 23 | 0,589 | 0,886 | 117,47 | | CV | 28,86 | 4,07 | | CV |
| | Appuis | -11,72 | 3,39 | | | 0,589 | 0,886 | 117,47 | | CV | 28,68 | 4,07 | | CV |

Tableau VI.2.11: Vérifications des contraintes à L'ELS.

Schéma de ferrailage des poutres :

➤ **Poutres principales (30 × 40):**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

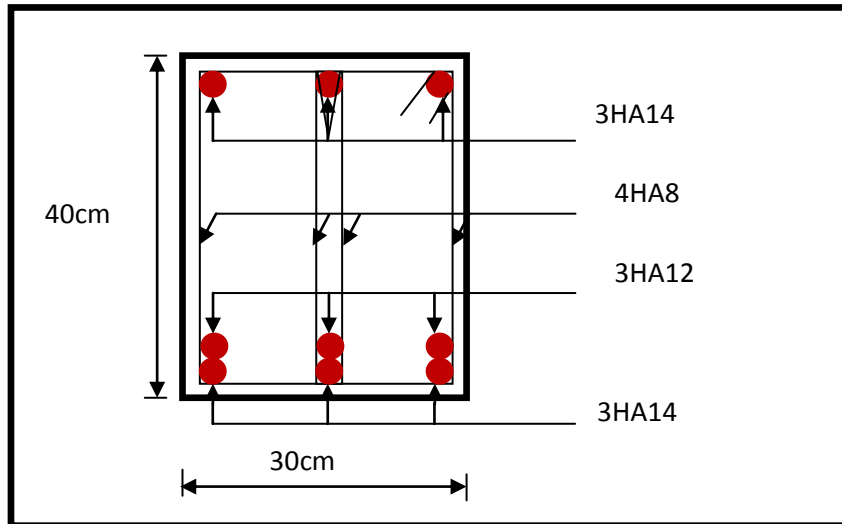


Fig.VI.2.3: Ferrailage en travée d'une poutre principale.

✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

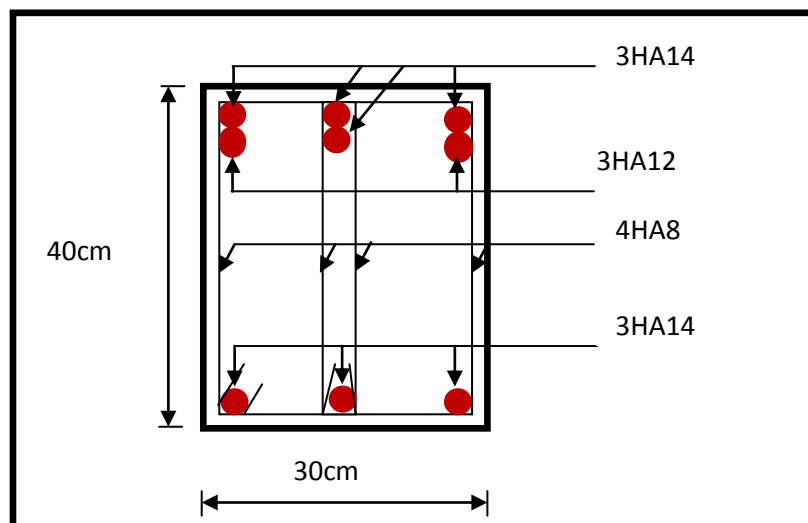


Fig.VI.2.4: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

➤ **Poutres secondaires (30 × 30) :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA12 (fil) +3HA12 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

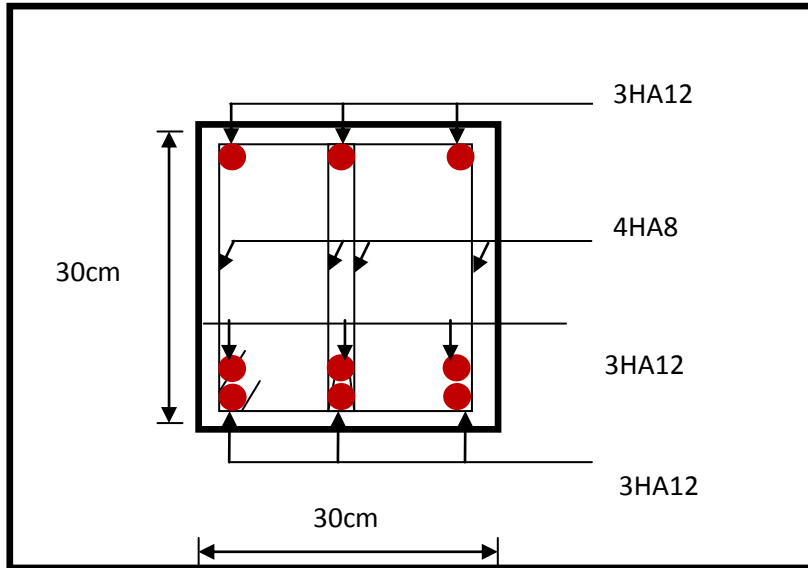


Fig.VI.2.5 : Ferrailage en travée d’une poutre secondaire.

✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA12 (fil) + 3HA12 (chap).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

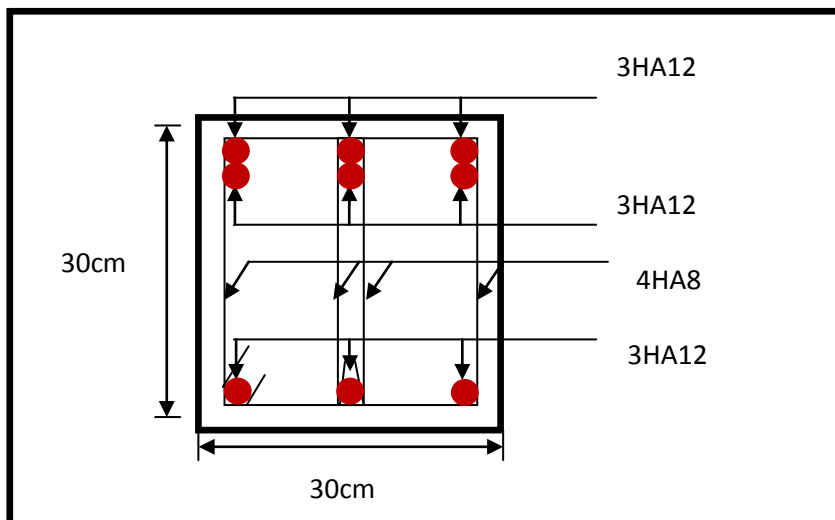


Fig.VI.2.6 : Ferrailage aux appuis d’une poutre secondaire

➤ **Poutres toiture (25 × 25) :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA12 (fil)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

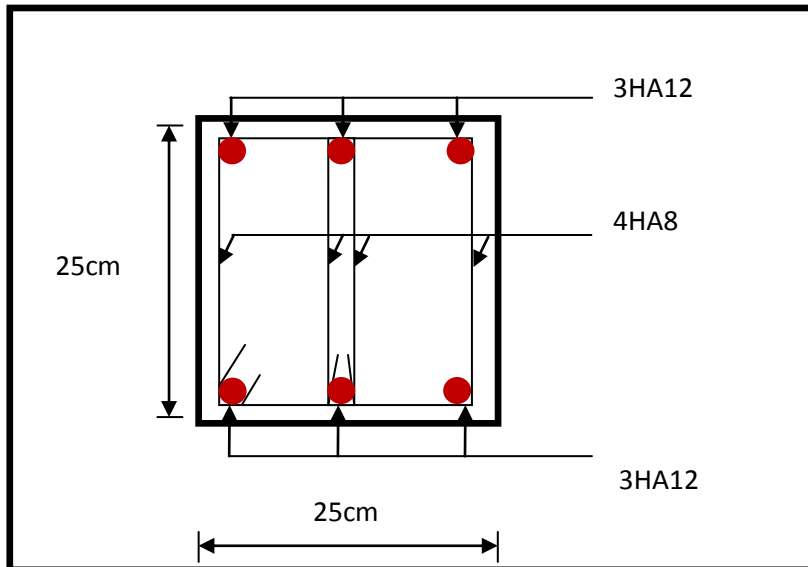


Fig.VI.2.5 : Ferrailage en travée d'une poutre toiture.

✓ **En appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA12 (fil)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

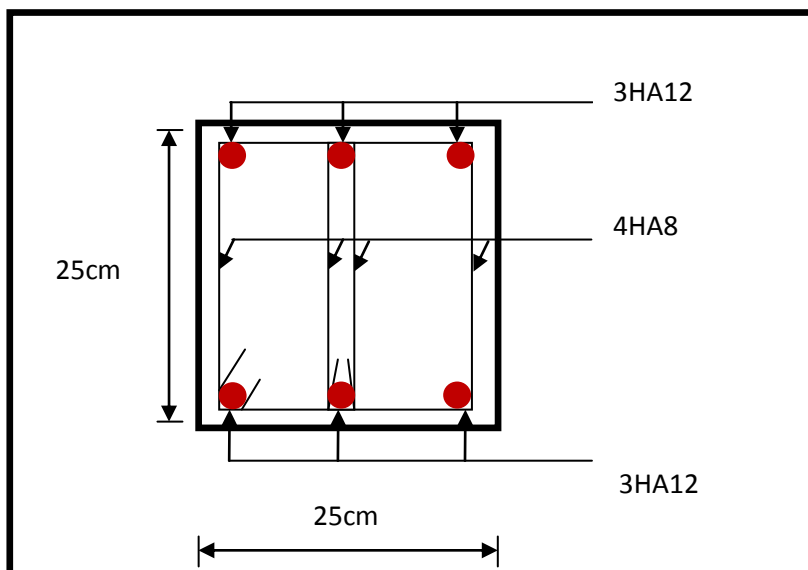


Fig.VI.2.5 : Ferrailage en appuis d'une poutre toiture.

VII.3) FERRAILLAGE DES VOILES

1) Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

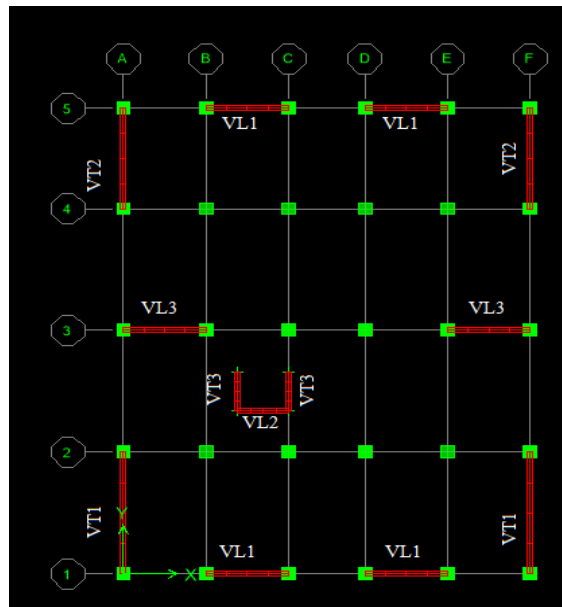
Les voiles sont ferrailés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Notre ouvrage comprend deux(02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- **Zone I** : RDC,
- **Zone II** : 1^{er}, 2^{ème} étage
- **Zone III** : 3, 4, 5^{ème} étage
- **Zone III** : 6, 7, 8^{ème} étage

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit



*Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles sont :

- $1.35G+1.5Q$ à l'ELU
- $G+Q\pm E$ RPA 2003
- $0.8G\pm E$ RPA 2003

2) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les Plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : Section du voile $B = e \times L$

I : Inertie du voile

V, V' : Bras de levier ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$)

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \longrightarrow (\text{Art 7.7.4 RPA99/2003})$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L: longueur du voile.

Après on aura La longueur de la zone tendue **L_t** tel que :

$$L_t = L - L_c$$

3) Déterminations des armatures :

1) Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales pour chaque section sont résumés dans le tableau suivant :

| Section | Effort normale N_i | Effort normale N_{i+1} | Section d'armatures verticales (A_{vi}) | Armatures minimales | Diagramme des contraintes |
|--|---|---|---|--|---------------------------|
| Section entièrement comprimé (S.E.C) | $N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$ | $N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$ | $A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{bc}}{\sigma_s}$ | $A_{min} > 4cm^2/ml$ $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$ | |
| Section entièrement tendue (S.E.T) | $N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$ | $N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$ | $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$ | $A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$ | |
| Section partiellement comprimé (S.P.C) | $N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$ | $N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$ | $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$ | $A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$ | |

Tableau VII.3.1 : Calcul des armatures verticales.

Avec :

e : épaisseur du voile

B : section du tronçon considéré ;

d : la longueur de la bande sur la quelle se fera le ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \sigma_s = 400\text{MPa}; f_{bc} = 18,48\text{MPa} \\ \text{Situation courante : } \sigma_s = 348\text{MPa}; f_{bc} = 14,20\text{MPa} \end{array} \right.$$

σ_{max} : La contrainte la plus défavorable max

σ_{min} : Contrainte la plus défavorable min

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

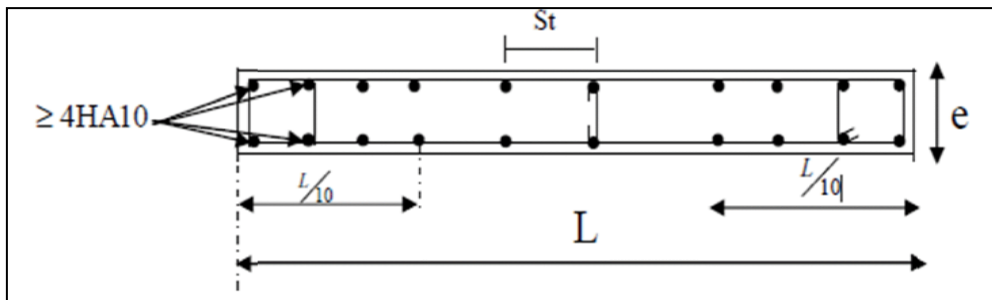


Fig.VII.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

2) Armatures horizontales

D'après (Art 7.7.4.2 RPA99/2003) Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées vers l'extérieur dans chaque nappes d'armatures

Et d'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_v : section des armatures verticales

3) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

4) Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec:

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

*Remarque

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $A_p \geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

6) Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- ✓ $A_h : 0,15\%B$ globalement dans la section du voile.
- ✓ $A_h : 0,10\%B$ en zone courante.

Avec :

B : Section du béton

b) Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5e \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } e = 25\text{cm : épaisseur du voile}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \longrightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

c) Longueur de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

d) Diamètre maximal :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales excepté les armatures des potelets) doit être inférieur ou égale à $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,11 = 0,1 \times 200 = \mathbf{20mm.}$$

VII .3.4) Les vérifications :

1) Vérifications de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

- N_s : (G+Q) L'effort normal appliqué.
- B : section du béton.
- A : section des armatures adoptées (verticales).
- $\bar{\sigma}_b$: Contraintes admissible.

2) Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

➤ D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

➤ D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

Avec:

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

- e** : Epaisseur du voile.
d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).
h : Hauteur totale de la section brute.

5) Exemple de calcul :

1) Ferrailage des armatures

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinale $L = 3,1\text{m}$ sur la zone 1. (VL1)

a) Caractéristiques géométriques :

$$\begin{cases} \mathbf{L} = 3,1\text{m} \\ \mathbf{e} = 25\text{cm} \\ \mathbf{B} = 0,775\text{m}^2 \end{cases}$$

b) Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\begin{aligned} \checkmark \quad \sigma_{\max} &= 3513,64 = \text{KN/m}^2 \\ \checkmark \quad \sigma_{\min} &= -7442,58 \text{KN/m}^2 \end{aligned}$$

*Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3513,64}{3513,64 + 7442,58} \times 3,1 = \mathbf{0,99\text{m}}$$

$$L_t = L - L_c = 3,1 - 0,99 = \mathbf{2,11\text{m}}$$

*Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{4,19}{2}; \frac{2}{3} \times 0,99\right) = \min(2,09; 0,66) = \mathbf{0,66\text{m}}$$

Avec :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4,59 - 0,40 = 4,19\text{m}$$

c) Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{7442,58(2,11 - 1,05)}{2,11} = 3738,92 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{7442,58 + 3738,92}{2} \times 1,05 \times 0,25 = 1467,57 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3738,92}{2} \times 1,05 \times 0,25 = 490,73 \text{ KN}$$

d) Calcul des armatures verticales :

1^{ère} band ∴

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1467,57}{400 \times 10^{-1}} = 36,68 \text{ cm}^2$$

2^{ème} band :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{490,73}{400 \times 10^{-1}} = 12,26 \text{ cm}^2$$

e) Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{355,54 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 13,68 \text{ cm}^2$$

f) Armatures minimales :

$$\begin{aligned} A_{\min} &\geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\% B\right) \\ &= \max\left(\frac{1,05 \times 0,25 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 1,05 \times 0,25\right) \\ A_{\min} &= \max(13,78; 5,25) = 13,78 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

g) Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (36,68) + \left(\frac{13,68}{4}\right) = 40,1 \text{ cm}^2 / \text{bande}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (12,26) + \left(\frac{13,68}{4}\right) = 15,68 \text{ cm}^2 / \text{bande}$

***Ferrailage adopté :**

Le ferrailage adopté est donné dans le tableau suivant :

| | Section total | Ferrailage adoptée | Espacement |
|------------------------|--------------------------|--|---------------------|
| 1 ^{er} bande | $A_1 = 40,1\text{cm}^2$ | $2 \times 7\text{HA}20 = 43,98\text{cm}^2$ | $S_t = 10\text{cm}$ |
| 2 ^{ème} bande | $A_2 = 15,68\text{cm}^2$ | $2 \times 7\text{HA}14 = 21,55\text{cm}^2$ | $S_t = 15\text{cm}$ |

Tableau VII.3.2 : Ferrailage adopté.

1) Armatures horizontales :

$$\checkmark \text{ D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{43,98}{4} = \mathbf{10,99\text{cm}^2}$$

$$\checkmark \text{ D'après le RPA: } A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 25 \times 211 = \mathbf{7,91\text{cm}^2}$$

On prend : $A_H = \mathbf{10,99\text{cm}^2}$.

Soit : $10\text{HA}12 = 11,31\text{cm}^2 / 1\text{m}$ de hauteur ; avec $S_h = \mathbf{12\text{cm}}$.

2) Armatures transversals :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec (**4HA8**)

3) Les vérifications :

- Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{ cm}\} = \mathbf{30\text{ cm}}$$

$$S_t = 10\text{cm et } 15\text{cm} \longrightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

$$S_h = 12\text{cm} \longrightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1735,97 \times 10^3}{0,775 \times 10^6 + 15 \times 65,53 \times 10^2} = 1,98\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,98\text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \longrightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

- Vérification des contraintes de cisaillement :**

✓ Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} = \frac{1,4 \times 355,54 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 3100} = 0,713 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 0,713 \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{355,54 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 3100} = 0,509 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = 3,26 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,509 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le ferrailage de tous les voiles dans chaque zone est résumé dans les tableaux suivant :

1) Ferrailage des Voiles longitudinales de 3,1m (VL1 et VL3)

| Zones | | Zone I | Zone II | zone III | zone IV | | |
|--|--|--|-------------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 3,1 | 3,1 | 3,1 | 3,1 | | |
| | e (m) | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | | |
| | B (m) | 0,775 | 0,775 | 0,775 | 0,775 | | |
| Sollicitations de calcul | σ_{\max} [KN/m ²] | 3513,64 | 3172,01 | 2351,49 | 2055,87 | | |
| | σ_{\min} [KN/m ²] | -7442,58 | -6874,84 | -5238,4 | -5026,1 | | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | | |
| | V _u (kN) | 355,54 | 335,1 | 274,15 | 180,05 | | |
| | L _t (m) | 2,11 | 2,12 | 2,14 | 2,20 | | |
| | L _c (m) | 0,99 | 0,98 | 0,96 | 0,90 | | |
| | d (m) | 1,053 | 1,061 | 1,070 | 1,100 | | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 3721,290 | 3437,420 | 2619,200 | 2513,050 | | |
| | N (kN) | N ₁ | 1469,33 | 1367,19 | 1050,74 | 1036,67 | |
| | | N ₂ | 489,777 | 455,729 | 350,246 | 345,557 | |
| | A _v (cm ²) | A _{v1} | 36,73 | 34,18 | 26,27 | 25,92 | |
| | | A _{v2} | 12,24 | 11,39 | 8,76 | 8,64 | |
| | A _{vi} (cm ²) | | 13,69 | 12,90 | 10,55 | 6,93 | |
| | A (cm ²) | A1=A _{v1} +A _{vi} /4 | 40,16 | 37,41 | 28,91 | 27,65 | |
| | | A2=A _{v2} +A _{vi} /4 | 15,67 | 14,62 | 11,39 | 10,37 | |
| | A _{min} (cm ²) | | 13,82 | 13,92 | 14,04 | 14,44 | |
| | A _v adopté (cm ²) | Bonde1 | 40,22 | 30,78 | 22,62 | 15,7 | |
| | | Bonde 2 | 20,36 | 14,12 | 14,12 | 14,12 | |
| | Ferrailage des voiles | Choix des barres | Bonde1 | 2x 10HA16 | 2x 10HA14 | 2x 10HA12 | 2x 10HA10 |
| | | | Bonde 2 | 2x 9HA12 | 2x 9HA10 | 2 x 9HA10 | 2 x 9HA10 |
| S _t (cm) | | Bonde1 | 15 cm | 15 cm | 15 cm | 15cm | |
| | | Bonde 2 | 10 cm | 15 cm | 15 cm | 15 cm | |
| A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande | | | 3,95 | 3,98 | 4,01 | 4,13 | |
| A _H /nappe (cm ²) | | | 10,06 | 7,70 | 5,66 | 3,93 | |
| Choix des barres/nappe (cm ²) | | | 9HA12 | 9HA12 | 9HA10 | 9HA8 | |
| S =20cm | | | (A=10.18cm ²) | (A=10.18cm ²) | (A=7.06cm ²) | (A=4,52cm ²) | |
| Vérification des contraintes | Armature transversal | | 4 Epingles HA8/m ² | | | | |
| | contrainte | τ_u (MPa) | 0,510 | 0,480 | 0,393 | 0,258 | |
| | | τ_b (MPa) | 0,714 | 0,673 | 0,550 | 0,361 | |
| | ELS | N _s (kN) | 1735,97 | 1668,48 | 1394,42 | 813,81 | |
| | | σ_b (MPa) | 2,00 | 1,98 | 1,68 | 0,99 | |

Tableau VII.3.3: ferrailage des voiles longitudinales de 3,1m (VL1 et VL3)

2) Ferrailage des Voiles longitudinales de 1,92m (VL2)

| Zones | | Zone I | Zone II | zone III | zone IV | | |
|--|--|--|-------------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------|----------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 1,92 | 1,92 | 1,92 | 1,92 | | |
| | e (m) | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | | |
| | B (m) | 0,48 | 0,48 | 0,48 | 0,48 | | |
| Sollicitations de calcul | σ_{\max} [KN/m ²] | 1840,3 | 1825,78 | 1716,66 | 1451,31 | | |
| | σ_{\min} [KN/m ²] | -5816 | -5301,42 | -4050,08 | -4039,05 | | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | | |
| | V _u (kN) | 198,07 | 169,66 | 139,09 | 105,6 | | |
| | L _t (m) | 1,46 | 1,43 | 1,35 | 1,41 | | |
| | L _c (m) | 0,46 | 0,49 | 0,57 | 0,51 | | |
| | d (m) | 0,729 | 0,714 | 0,674 | 0,706 | | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 2908,000 | 2650,710 | 2025,040 | 2019,525 | | |
| | N (kN) | N ₁ | 795,25 | 709,80 | 512,00 | 534,85 | |
| | | N ₂ | 265,083 | 236,601 | 170,666 | 178,283 | |
| | A _v (cm ²) | A _{v1} | 19,88 | 17,75 | 12,80 | 13,37 | |
| | | A _{v2} | 6,63 | 5,92 | 4,27 | 4,46 | |
| | A _{vj} (cm ²) | | 7,63 | 6,53 | 5,35 | 4,07 | |
| | A (cm ²) | A1=A _{v1} +A _{vj} /4 | 21,79 | 19,38 | 14,14 | 14,39 | |
| | | A2=A _{v2} +A _{vj} /4 | 8,53 | 7,55 | 5,61 | 5,47 | |
| | A _{min} (cm ²) | | 9,57 | 9,37 | 8,85 | 9,27 | |
| | A _v adopté (cm ²) | Bonde1 | 28,15 | 21,55 | 15,83 | 11 | |
| | | Bonde 2 | 11,31 | 11,31 | 7,85 | 7,85 | |
| | Ferrailage des voiles | Choix des barres | Bonde1 | 2x7HA16 | 2x7HA14 | 3X7HA12 | 2x7HA10 |
| | | | Bonde 2 | 2x5HA12 | 2x5HA12 | 2 x 5HA10 | 2x5HA10 |
| S _t (cm) | | Bonde1 | 15cm | 15cm | 15cm | 15cm | |
| | | Bonde 2 | 15cm | 15cm | 15cm | 15cm | |
| A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande | | | 2,73 | 2,68 | 2,53 | 2,65 | |
| A _H /nappe (cm ²) | | | 7,04 | 5,39 | 3,96 | 2,75 | |
| Choix des barres/nappe (cm ²) | | | 9HA12 | 9HA12 | 9HA10 | 9HA10 | |
| S =20cm | | (A=10,18cm ²) | (A=10,18cm ²) | (A=7,07cm ²) | (A=7,07cm ²) | | |
| Vérification des contraintes | Armature transversal | | 4 Epingles HA8/m ² | | | | |
| | contrainte | τ_u (MPa) | 0,458 | 0,393 | 0,322 | 0,244 | |
| | | τ_b (MPa) | 0,642 | 0,550 | 0,451 | 0,342 | |
| | ELS | N _s (kN) | 920,69 | 876,25 | 706,25 | 376,13 | |
| | | σ_b (MPa) | 1,71 | 1,66 | 1,37 | 0,74 | |

Tableau VII.3.4: ferrailage des voiles longitudinales de 1,92m (VL2)

3) Ferrailage des Voiles transversaux de 5,1 m (VT1)

| Zones | | Zone I | Zone II | zone III | zone IV | | |
|--|--|--|-------------------------------------|---------------------------|---------------------------|-----------------|-----------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 5,1 | 5,1 | 5,1 | 5,1 | | |
| | e (m) | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | | |
| | B (m) | 1,275 | 1,275 | 1,275 | 1,275 | | |
| Sollicitations de calcul | σ_{max} [KN/m ²] | 4489,63 | 3856,15 | 2773,04 | 2619,35 | | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -7315,99 | -6345,12 | -4660,52 | -3643,38 | | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | | |
| | V _u (kN) | 701,2 | 699,71 | 571,84 | 349,22 | | |
| | L _t (m) | 3,16 | 3,17 | 3,20 | 2,97 | | |
| | L _c (m) | 1,94 | 1,93 | 1,90 | 2,13 | | |
| | d (m) | 1,580 | 1,586 | 1,599 | 1,483 | | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 3657,995 | 3172,560 | 2330,260 | 1821,690 | | |
| | N (kN) | N ₁ | 2167,70 | 1886,98 | 1397,05 | 1013,41 | |
| | | N ₂ | 722,566 | 628,993 | 465,685 | 337,805 | |
| | A _v (cm ²) | A _{v1} | 54,19 | 47,17 | 34,93 | 25,34 | |
| | | A _{v2} | 18,06 | 15,72 | 11,64 | 8,45 | |
| | A _{vi} (cm ²) | | 27,00 | 26,94 | 22,02 | 13,44 | |
| | A (cm ²) | A1=A _{v1} +A _{vi} /4 | 60,94 | 53,91 | 40,43 | 28,70 | |
| | | A2=A _{v2} +A _{vi} /4 | 24,81 | 22,46 | 17,15 | 11,81 | |
| | A _{min} (cm ²) | | 20,74 | 20,82 | 20,98 | 19,47 | |
| | A _v adopté (cm ²) | Bonde1 | 64,34 | 64,34 | 49,26 | 36,2 | |
| | | Bonde 2 | 32,17 | 24,63 | 24,63 | 18,1 | |
| | Ferrailage des voiles | Choix des barres | Bonde1 | 2x16HA16 | 2x16HA16 | 2x16HA14 | 2x16HA12 |
| | | | Bonde 2 | 2x8HA16 | 2x8HA14 | 2x8HA14 | 2x8HA12 |
| S _t (cm) | | Bonde1 | 15 cm | 15 cm | 15 cm | 15 cm | |
| | | Bonde 2 | 15 cm | 15 cm | 15 cm | 15 cm | |
| A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande | | 5,93 | 5,95 | 6,00 | 8,00 | | |
| A _H /nappe (cm ²) | | 16,09 | 16,09 | 12,32 | 9,05 | | |
| Choix des barres/nappe (cm ²) | | 15HA12 | 15HA12 | 11HA12 | 11HA12 | | |
| S =20cm | | (A=16,96cm ²) | (A=16,93cm ²) | (A=12,44cm ²) | (A=12,44cm ²) | | |
| Vérification des contraintes | Armature transversal | | 4 Epingles HA8/m² | | | | |
| | contrainte | τ_u (MPa) | 0,611 | 0,610 | 0,498 | 0,304 | |
| | | τ_b (MPa) | 0,855 | 0,854 | 0,698 | 0,426 | |
| | ELS | N _s (kN) | 1730,03 | 1595,17 | 1298,25 | 725,1 | |
| | | σ_b (MPa) | 1,22 | 1,13 | 0,94 | 0,53 | |

Tableau VII.3.5: ferrailage des voiles transversaux de 5,1m (VT1)

4) Ferrailage des Voiles transversaux de 4,2 m (VT2)

| Zones | | Zone I | Zone II | zone III | zone IV | | |
|---|--|------------------------------|-------------------------------|----------------------------|--------------------------|----------|---------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 4,2 | 4,2 | 4,2 | 4,2 | | |
| | e (m) | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | | |
| | B (m) | 1,05 | 1,05 | 1,05 | 1,05 | | |
| Sollicitations de calcul | σ_{max} [KN/m ²] | 3516,11 | 2829,28 | 1960,64 | 1851,11 | | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -6655,48 | -5811,27 | -4318,68 | -3258,87 | | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | | |
| | V _u (kN) | 523,39 | 473,54 | 386,19 | 249,76 | | |
| | L _t (m) | 2,75 | 2,82 | 2,89 | 2,68 | | |
| | L _c (m) | 1,45 | 1,38 | 1,31 | 1,52 | | |
| | d (m) | 1,374 | 1,412 | 1,444 | 1,339 | | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 3327,740 | 2905,635 | 2159,340 | 1629,435 | | |
| | N (kN) | N ₁ | 1714,71 | 1538,94 | 1169,53 | 818,34 | |
| | | N ₂ | 571,570 | 512,980 | 389,842 | 272,781 | |
| | A _v (cm ²) | A _{v1} | 42,87 | 38,47 | 29,24 | 20,46 | |
| | | A _{v2} | 14,29 | 12,82 | 9,75 | 6,82 | |
| | A _{vi} (cm ²) | | 20,15 | 18,23 | 14,87 | 9,62 | |
| | A (cm ²) | $\frac{A1=A_{v1}+A_{vj}}{4}$ | 47,91 | 43,03 | 32,96 | 22,86 | |
| | | $\frac{A2=A_{v2}+A_{vj}}{4}$ | 19,33 | 17,38 | 13,46 | 9,22 | |
| | A _{min} (cm ²) | | 18,03 | 18,54 | 18,96 | 17,58 | |
| | A _v adopté (cm ²) | Bonde1 | 56,3 | 43,1 | 31,66 | 22 | |
| | | Bonde 2 | 20,11 | 20,11 | 15,39 | 11,31 | |
| | Ferrailage des voiles | Choix des barres | Bonde1 | 2x14HA16 | 2x14HA14 | 2x14HA12 | 2x14A10 |
| | | | Bonde 2 | 2x5HA16 | 2x5HA16 | 2x5HA14 | 2x5HA12 |
| S _t (cm) | | Bonde1 | 15 cm | 15 cm | 15 cm | 15 cm | |
| | | Bonde 2 | 15 cm | 15 cm | 15 cm | 15 cm | |
| A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande | | | 5,15 | 5,30 | 5,42 | 5,02 | |
| A _H /nappe (cm ²) | | | 14,08 | 10,78 | 7,92 | 5,50 | |
| Choix des barres/nappe (cm ²) | | | 13HA12 | 10HA12 | 10HA12 | 10HA10 | |
| S =20cm | | (A=14,70cm ²) | (A=11,31cm ²) | (A=11,31)cm ²) | (A=7,85cm ²) | | |
| Vérification des contraintes | Armature transversal | | 4 Epingles HA8/m ² | | | | |
| | contrainte | τ_u (MPa) | 0,554 | 0,501 | 0,409 | 0,264 | |
| | | τ_b (MPa) | 0,775 | 0,702 | 0,572 | 0,370 | |
| | ELS | N _s (kN) | 1435,63 | 1344,23 | 1096,17 | 619,94 | |
| σ_b (MPa) | | 1,23 | 1,17 | 0,98 | 0,56 | | |

Tableau VII.3.6: ferrailage des voiles transversaux de 4,1m (VT2)

5) Ferrailage des Voiles transversaux de 1,6 m (VT3)

| Zones | | Zone I | Zone II | zone III | zone IV | |
|-------------------------------|---|--|-------------------------------|--------------------------|--------------------------|----------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 1,6 | 1,6 | 1,6 | 1,6 | |
| | e (m) | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | |
| | B (m) | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | |
| Sollicitations de calcul | σ_{max} [KN/m ²] | 2426,73 | 1798 | 1443,81 | 1135,77 | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -6735,52 | -6258,8 | -5270,58 | -4743,96 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | V _u (kN) | 180,52 | 169,97 | 156,61 | 102,33 | |
| | L _t (m) | 1,18 | 1,24 | 1,26 | 1,29 | |
| | L _c (m) | 0,42 | 0,36 | 0,34 | 0,31 | |
| | d (m) | 0,588 | 0,621 | 0,628 | 0,645 | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 3367,760 | 3129,410 | 2635,290 | 2371,980 | |
| | N (kN) | N ₁ | 742,73 | 729,31 | 620,59 | 574,14 |
| | | N ₂ | 247,577 | 243,104 | 206,862 | 191,379 |
| | A _v (cm ²) | A _{v1} | 18,57 | 18,23 | 15,51 | 14,35 |
| | | A _{v2} | 6,19 | 6,08 | 5,17 | 4,78 |
| | A _{vi} (cm ²) | | 6,95 | 6,54 | 6,03 | 3,94 |
| | A (cm ²) | A1=A _{v1} +A _{vi} /4 | 20,31 | 19,87 | 17,02 | 15,34 |
| | | A2=A _{v2} +A _{vi} /4 | 7,93 | 7,71 | 6,68 | 5,77 |
| | A _{min} (cm ²) | | 7,72 | 8,16 | 8,24 | 8,47 |
| | A _v adopté (cm ²) | Bonde1 | 24,13 | 24,13 | 18,47 | 18,47 |
| | | Bonde 2 | 13,57 | 13,57 | 9,42 | 9,42 |
| Ferrailage des voiles | Choix des barres | Bonde1 | 2x6HA16 | 2x6HA16 | 2x6HA14 | 2x6HA14 |
| | | Bonde 2 | 2x6HA12 | 2x6HA12 | 2x6HA10 | 2x6HA10 |
| | S _t (cm) | Bonde1 | 15 cm | 15 cm | 15 cm | 15 cm |
| | | Bonde 2 | 15 cm | 15 cm | 15 cm | 15 cm |
| | A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande | | 2,21 | 2,33 | 2,35 | 2,42 |
| | A _H /nappe (cm ²) | | 6,03 | 6,03 | 4,62 | 4,62 |
| | Choix des barres/nappe (cm ²) | | 6HA12 | 6HA12 | 6HA10 | 6HA10 |
| S=20cm | | (A=6,79cm ²) | (A=6,79cm ²) | (A=4,71cm ²) | (A=4,71cm ²) | |
| Vérification des contraintes | Armature transversal | | 4 Epingles HA8/m ² | | | |
| | contrainte | τ_u (MPa) | 0,501 | 0,472 | 0,435 | 0,284 |
| | | τ_b (MPa) | 0,702 | 0,661 | 0,609 | 0,398 |
| | ELS | N _s (kN) | 848,63 | 772,97 | 664,15 | 407,32 |
| σ_b (MPa) | | 1,86 | 1,69 | 1,50 | 0,92 | |

Tableau VII.3.7: ferrailage des voiles transversaux de 1,6m (VT3)

VIII.1) Introduction

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a) Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

b) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

c) Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

d) Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VIII.2) Choix du Fondation :

1) Semelle isolée :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

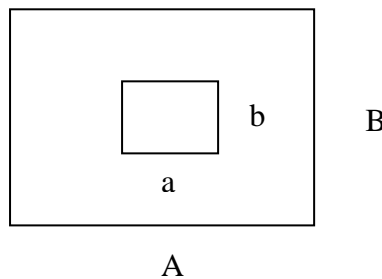


Fig.VIII. 1 homothétie les figures

***Exemple de calcul**

$$N_{ser} = 1263,52\text{KN} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 \quad B = 2,51\text{m}$$

❖ Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

2) Semelles filantes

a. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,2\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile.

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

| Voiles | N_{ser} (KN) | L (m) | B (m) | $S1 = B.L$ (m ²) |
|----------|----------------|-------|-------|------------------------------|
| 1 | 4881,43 | 9,3 | 2,62 | 24,366 |
| 2 | 975,16 | 1,6 | 3,04 | 4,864 |
| 3 | 4746,28 | 9,3 | 2,55 | 23,715 |
| Totale = | | | | 52,945 |

Tableau VIII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

| Voiles | N_{ser} (KN) | L (m) | B (m) | $S2 = B.L$ (m ²) |
|----------|----------------|-------|-------|------------------------------|
| 1 | 4727,43 | 6,2 | 3,81 | 23,62 |
| 2 | 6166,3 | 6,2 | 4,97 | 30,8 |
| 3 | 3889,07 | 6,2 | 3,13 | 19,4 |
| Totale = | | | | 73,82 |

Tableau VIII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

*La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = \sum S1 + S2 = 126,765 \text{ m}^2$

b. Dimensionnement des semelles continues sous poteaux :

Nous aurons à étudier uniquement le portique le plus sollicité:

*La longueur totale de la semelle est de **15,25m**.

***Etape du calcul :**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

| Poteaux | N _s (KN) | M _s (KN/m) | e _i (m) | N _s .e _i (KN.m) |
|--------------|---------------------|-----------------------|---------------------|---------------------------------------|
| 1 | 644,66 | -0,707 | -7,265 | -4683,4549 |
| 2 | 1167,78 | -0,515 | -4,525 | -5284,2045 |
| 3 | 887,22 | 0,22 | -1,425 | -1264,2885 |
| 4 | 1263,52 | -0,514 | 1,425 | 1800,516 |
| 5 | 1251,14 | -2,012 | 4,525 | 5661,4085 |
| 6 | 706,34 | -1,263 | 7,265 | 5131,5601 |
| Total | 5920,66 | -4,791 | | 1361,5367 |

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{1361,5367 - 4,791}{5920,66} = 0,229 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,229 \quad m \leq \frac{L}{6} = \frac{15,25}{6} = 2,54 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L} \right) = \frac{5920,66}{15,25} \left(1 - \frac{6.0,229}{15,25} \right) = 353,26 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L} \right) = \frac{5920,66}{15,25} \left(1 + \frac{6,0,229}{15,25} \right) = 423,21 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{5920,99}{15,25} \left(1 + \frac{3,0,226}{15,25} \right) = 405,75 \text{ KN/m.}$$

d) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{405,75}{200} = 2,02 \text{ m.}$$

On prend $B = 2.10 \text{ m.}$

On aura donc, $S_p = (2,10 \times 3 \times 15,25) = 96,075 \text{ m}^2 .$

$$S_v = 126,765 \text{ m}^2.$$

$$S_t = 126,765 + 96,075 = 222,84 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment est : $297,375 \text{ m}^2$

$$\frac{222,84}{297,375} = 74,9\%$$

❖ **Remarque :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles ,occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII.3) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

1) Pré dimensionnement du radier :

1.1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

1.2) Selon la condition forfaitaire :

➤ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : Portée maximale

$$L_{\max} = 5,10 \text{ m} \quad 63,75\text{cm} \leq h \leq 102\text{cm}$$

On prend : $h = 100 \text{ cm}$

➤ **Sous poteaux**

✓ **La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{510}{20} = 25,5\text{cm}$$

On prend $h_d = 40\text{cm}$

✓ **La nervure :**

• **La hauteur de la nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{510}{10} = 51\text{cm}$$

On prend $h_n = 60\text{cm}$

- **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40\text{MPa}$

L_{\max} : Portée maximale ($L = 5,10$)

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

I : Inertie de la section du radier (b =1m)

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5,1}{3,14}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 1\text{m}$$

• **Largeur de la nervure :**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \longrightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend : **$b_n = 55\text{cm}$**

❖ **Conclusion :**

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

Dalle :

Épaisseur h = 40cm

Nervure:

Hauteur h = 100cm

Largueur b = 55cm

A. Détermination des efforts à la base :

Charge permanente : G = 46886,93 KN

Charge d'exploitation : Q = 7121,6 KN

a) Combinaisons d'actions :

✓ **ELU:**

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5 Q = 73979,75 \text{ KN}$$

✓ **ELS:**

$$N_{s1} = G + Q = 54008,53 \text{ KN}$$

b) Détermination de la surface nécessaire du radier :

✓ **ELU:**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{73979,75}{1,33 \times 200} = 278,11\text{m}^2$$

✓ **ELS:**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{54008,53}{1,33 \times 200} = 203,03\text{m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 297,375 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1 \text{ "ELU"}; S_2 \text{ "ELS"}) = 278,11\text{m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas nous opterons pour un radier général qui couvre la totalité de la surface à bâtiment, avec un débord minimale imposé par les règles du BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right)$$

Nous prenons : $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

$$\longrightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 297,375 + 0,5 \times 2 \times (19,5 + 15,25) = 336,125\text{m}^2$$

B. Détermination des efforts à la base du radier :

➤ **Poids du radier :**

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{dalle flottante}}$$

Poids de la dalle :

$$\begin{aligned} P_{\text{dalle}} &= S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b \\ &= (336,125 \times 0,4) \times 25 = 3361,25\text{KN} \end{aligned}$$

$$\mathbf{P_{dalle} = 3361,25KN}$$

Poids de la nervure :

$$\begin{aligned} P_{\text{ner}} &= b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b \\ &= [(0,55 \times (1 - 0,40)) \times ((19,5 \times 6))] \times 25 = 965,25\text{KN} \end{aligned}$$

$$\mathbf{P_n = 965,25KN.}$$

Poids de T.V.O:

$$P_{\text{T.V.O}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}}) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = (19,5 \times 0,55 \times 6) = 64,35\text{m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(336,125 - 64,35) \times (1 - 0,4)] \times 20 = 3261,3\text{KN.}$$

$$\mathbf{P_{T.V.O} = 3261,3KN}$$

Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{df} = S_{rad} \times ep \times \rho_b$$

$$= 336,125 \times 0,1 \times 25 = 2603,3\text{KN. (ep = 10cm).}$$

$$\mathbf{P_{df} = 840,31\text{KN.}}$$

Poids totale du radier:

$$G_{rad} = 3361,25 + 965,25 + 3261,3 + 840,31 = 8428,11\text{KN.}$$

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 46886,93 + 8428,11 = 55315,04\text{KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 7121,6 + (2,5 \times 336,125) = 7961,91\text{KN}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$N_u = 1,35 \times 55315,04 + 1,5 \times 7961,91 = 86618,17 \text{ KN}$$

$$N_s = 55315,04 + 7961,91 = 63276,95 \text{ KN}$$

VIII.4)Vérifications :

1)Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$ ou $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$

Avec : $b = 100\text{cm};$

$$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 40 = 36\text{cm},$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{86618,17 \times 1}{336,125} \times \frac{5,1}{2} = 657,12\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{657,12}{1 \times 0,36} \times 10^{-3} = 1,82\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = \min\{2,5\text{MPa}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,82\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \longrightarrow \mathbf{Condition\ vérifiée}$$

2)Vérification de la stabilité du radier :

✓ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{L_x}{2} = \frac{15,25}{2} = 7,625m; \quad Y_G = \frac{19,5}{2} = 9,75m;$$

✓ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 9423,07m^4; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 5763,19m^4;$$

La stabilité du radier consiste, à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0.h$$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

h : Profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

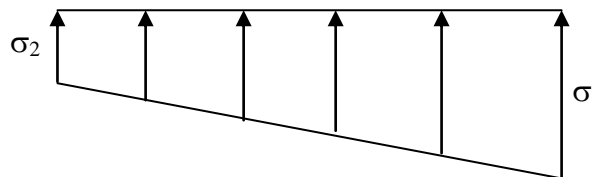


Fig.VIII. 2 Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

A l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

A l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{sol} = 200KN/m^2; \quad 1,33\sigma_{sol} = 266KN/m^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M.V}{I}$$

Calcul les moments de renversement :

$$M_{X-X} = 803,775 + (2297,95 \times 1) = 3101,73 \text{KN.m}$$

$$M_{Y-Y} = 791,86 + (2530,64 \times 1) = 3322,5 \text{KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal :**

✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{86618,17}{336,125} \pm \frac{3101,73}{9423,07} \times 7,625$$

$$\sigma_1 = 260,19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 255,19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 258,92 \text{KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{63276,95}{336,125} \pm \frac{3103,73}{9423,07} \times 7,625$$

$$\sigma_1 = 190,76 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 185,74 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 189,5 \text{KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{86618,17}{336,125} \pm \frac{3322,5}{5763,19} \times 9,75$$

$$\sigma_1 = 263,29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 252,09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 260,49 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{63276,95}{336,125} \pm \frac{3322,5}{5763,19} \times 9,75$$

$$\sigma_1 = 193,87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 182,65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 191,06 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour ci

saillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

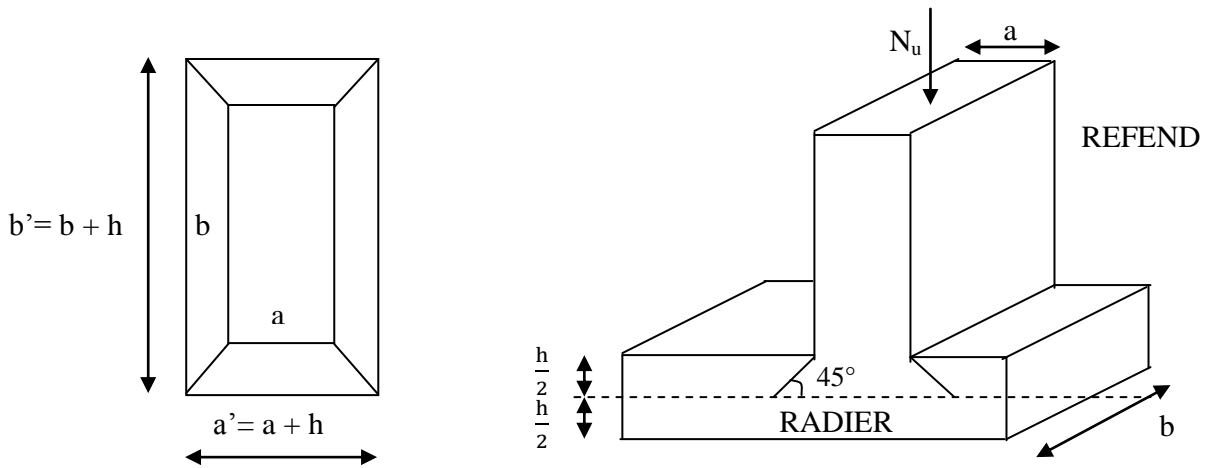


Fig. VII.3 Périmètre utile des voiles et des poteaux

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

✓ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2(a + b) = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0,50 + 0,50 + 2 \times 1) = 6\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4500\text{KN}$$

$$N_u = 1738,03 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4350 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification pour les voiles :**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 6676,36 \text{ KN}, e = 25 \text{ cm}, b = 1\text{m}$$

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0,25 + 1 + 2 \times 1) = 6,5\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,5 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4785 \text{ KN}$$

$N_u = 6676,36 \text{ KN} < \bar{N}_u = 17235 \text{ KN} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

VIII.5) Ferrailage du radier :

1)Étude de la dalle :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91. Pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

▪ **Panneaux encastres sur 4 appuis**

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$, les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

✓ Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0X} = \mu_X q_u L_x^2$

✓ Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0Y} = \mu_Y M_{0X}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

❖ **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

▪ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,1}{5,1} = 0,607 \longrightarrow \begin{cases} \mu_X = 0,0812 \\ \mu_Y = 0,305 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **A l'ELU :**

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 260,49 - \frac{8428,11}{336,125} = 235,41 \text{KN/m}^2$$

✓ **A l'ELS**

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 193,87 - \frac{8428,11}{336,125} = 168,79 \text{KN/m}^2$$

a. Calcul à l'ELU :

1) Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_x = 0,0812 \times 235,41 \times 3,1^2 = 183,69 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0,305 \times 183,69 = 71,80 \text{KN.m}$$

❖ **Remarque**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, Alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5 M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

Le sens x-x :

Moments aux appuis

$$M_{ua} = 0,5 M_x$$

$$= 0,5 \times 183,69$$

$$M_{ua} = 91,84 \text{KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{ut} = 0,75 M_x$$

$$= 0,75 \times 183,69$$

$$M_{ut} = 137,76 \text{KN.m}$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{137,76 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,054$$

$$\mu_u = 0,07 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,07 \longrightarrow \beta_1 = 0,964$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{137,76 \times 10^3}{0,964 \times 37 \times 348} = 11,09 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA16/ml** = 12,06cm² avec un espacement de **20 [cm]**

Aux appuis :

Le signe (-) désigne que la fibre inférieure est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{91,84 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,047$$

$$\mu_u = 0,047 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,047 \longrightarrow \beta_1 = 0,9755$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{91,84 \times 10^3}{0,9775 \times 37 \times 348} = 7,29 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA14/ml** = 9,24cm² avec un espacement de **20 [cm]**

Le sens y-y:

Moments aux appuis

$$M_{ua} = 0,5 M_y$$

$$= 0,5 \times 71,8$$

$$M_{ua} = 35,9 \text{KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{ut} = 0,75 M_y$$

$$= 0,75 \times 71,8$$

$$M_{ut} = 53,85 \text{KN.m}$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{53,85 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,027$$

$$\mu_u = 0,027 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,027 \longrightarrow \beta_1 = 0,9865$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^y}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{53,85 \times 10^3}{0,9865 \times 37 \times 348} = 4,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **5HA14/ml** = 7,70cm² avec un espacement de **20 [cm]**

Aux appuis :

Le signe (-) désigne que la fibre inférieure est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{35,9 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,02$$

$$\mu_u = 0,02 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,02 \longrightarrow \beta_1 = 0,990$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{35,9 \times 10^3}{0,990 \times 37 \times 348} = 2,81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **5HA12/ml** = 5,65cm² avec un espacement de **20 [cm]**

❖ **Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur

b. Vérification à l'E.L.U :

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

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

| | | A (cm ²) | A _{min} (cm ²) | Observation |
|-----|-----|----------------------|-------------------------------------|--------------------|
| x-x | ELU | 12,06 | 4,47 | Condition Vérifiée |
| | | 9,24 | | Condition Vérifiée |
| y-y | ELS | 7,70 | 4,47 | Condition Vérifiée |
| | | 5,65 | | Condition Vérifiée |

Tableau VIII.5 : vérification de la section minimale

➤ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

✓ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

c. $S_t = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

Calcul à l'ELS

1) Evaluation des moments M_x et M_y :

$$M_x = 0,0861 \times 168,79 \times 3,1^2 = 139,66\text{KN.m}$$

$$M_y = 0,476 \times 168,79 = 80,34\text{KN.m}$$

Le sens x-x :

Moments aux appuis

$$\begin{aligned} M_{sa} &= 0,5 M_x \\ &= 0,5 \times 139,66 \\ M_{sa} &= 69,83\text{KN.m} \end{aligned}$$

Moments en travées

$$\begin{aligned} M_{ut} &= 0,75 M_x \\ &= 0,75 \times 139,66 \\ M_{ut} &= 104,75\text{KN.m} \end{aligned}$$

Le sens y-y:

Moments aux appuis

$$\begin{aligned} M_{ua} &= 0,5 M_y \\ &= 0,5 \times 80,34 \\ M_{ua} &= 40,17\text{KN.m} \end{aligned}$$

Moments en travées

$$\begin{aligned} M_{ut} &= 0,75 M_y \\ &= 0,75 \times 80,34 \\ M_{ut} &= 60,25\text{KN.m} \end{aligned}$$

Vérification des contraintes dans le béton

Exemple de calcul :

Sens x-x :

➤ Aux appuis : $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,24}{100 \times 37} = 0,25 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,920 \\ K1 = 47,895 \longrightarrow K = 0,02 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{69,83 \times 10^3}{0,920 \times 37 \times 9,24} = 222,01 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 4,44 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

| Sens | Zone | A_s | M_s^{ser} | ρ | β | k_1 | k | δ_s | δ_s | obs | δ_{bc} | δ_{bc} | obs |
|------|--------|-------|-------------|--------|---------|--------|-------|------------|------------|-----|---------------|---------------|-----|
| x-x | Appuis | 9,24 | 69,83 | 0,25 | 0,920 | 47,895 | 0,02 | 222,01 | 400 | CV | 4,44 | 15 | CV |
| | Travée | 12,06 | 104,75 | 0,12 | 0,9425 | 71,96 | 0,013 | 249,07 | 400 | CV | 3,23 | 15 | CV |
| y-y | Appuis | 5,65 | 40,17 | 0,141 | 0,938 | 65,37 | 0,015 | 204,85 | 400 | CV | 3,07 | 15 | CV |
| | Travée | 7,70 | 60,25 | 0,127 | 0,941 | 69,75 | 0,014 | 224,73 | 400 | CV | 3,14 | 15 | CV |

Tableau VIII.6 : Vérification des contraintes dans le béton

2) Étude du débord

Le débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie ; le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

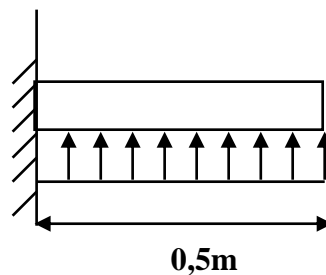


Fig. VIII.4 Schéma statique du débord

a. Sollicitations de calcul :

✓ **ELU :**

$$q_{um} = 235,41 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{q_{um}L^2}{2} = \frac{235,41 \times 0,50^2}{2} = 29,42 \text{KN.m}$$

✓ **ELS:**

$$q_{sm} = 168,79 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_{sm}L^2}{2} = \frac{168,79 \times 0,50^2}{2} = 21,09 \text{KN.m}$$

b. Calcul des armatures :

1) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 37 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29,42 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu = 0,015 \longrightarrow \beta_1 = 0,9925$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{29,42 \times 10^3}{0,9925 \times 37 \times 348} = 2,3 \text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{cm}^2$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **10 cm**

2) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 2,82 \text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25cm**

c) Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 37} = 0,15$$

$$\rho_1 = 0,18 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,936 ; K_1 = 63,12$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,016$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{21,09 \times 10^6}{0,936 \times 370 \times 5,65 \times 10^2} = 107,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 1,72 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 107,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

3)Étude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenants à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

❖ Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

Charge trapézoïdale :

▪ **Cas de chargement trapézoïdal :**

Moment fléchissant $l_t = l_m \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

Effort tranchant $l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$

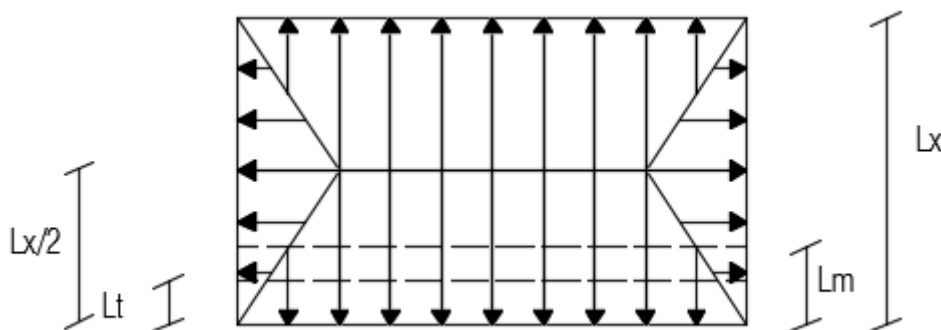


Fig.VIII.5 : Représentation des charges trapézoïdales

▪ Le Chargement simplifié

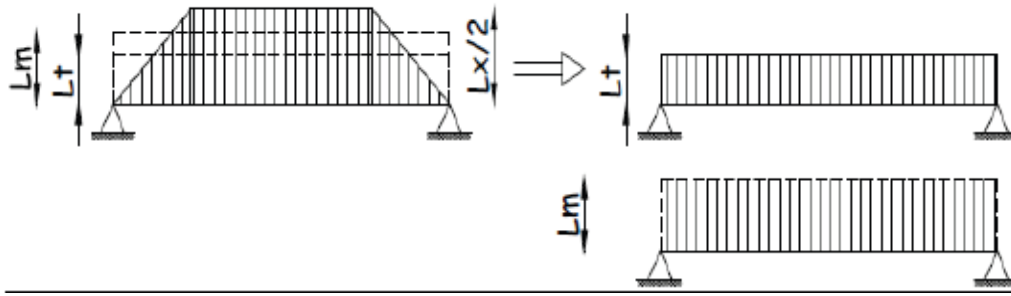


Figure VIII.6 : Présentation du chargement simplifié

Charge triangulaire :

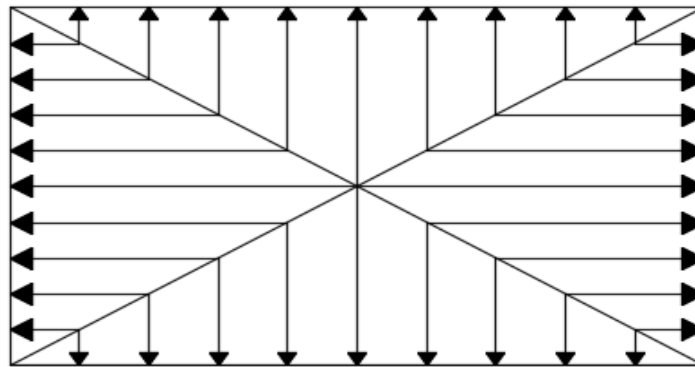


Figure VIII.7 : Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $l_m = 0,333 \times l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0,25 \times l_x$

b) Charges à considérer :

- Pour les moments fléchissant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{cases}$$

- Pour les efforts tranchant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_t \\ Q_s = q_s \times l_t \end{cases}$$

c) Détermination des charges :

✓ **ELU:**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right)$$
$$= \left(260,49 - \frac{8428,11}{336,125} - \frac{965,25}{64,35} \right)$$
$$q_u = 220,41 \text{KN/m}^2$$

✓ **ELS:**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right)$$
$$= \left(193,87 - \frac{8428,11}{336,125} - \frac{965,25}{64,35} \right)$$
$$q_s = 153,79 \text{KN/m}^2$$

❖ **Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

| | | | | | | | | | | Moments fléchissant | | | | Effort tranchant | | | |
|------------|---------|----------------|----------------|-------|--------------|----------------|----------------|----------------|----------------|---------------------|------------------|-----------------|------------------|------------------|------------------|-----------------|------------------|
| travée | panneau | L _x | L _y | ρ | Charge | L _m | L _t | q _u | q _s | Q _{um} | ΣQ _{um} | Q _{sm} | ΣQ _{sm} | Q _{ut} | ΣQ _{ut} | Q _{st} | ΣQ _{st} |
| A-B | 1 | 3,1 | 5,1 | 0,607 | trapézoïdale | 1,359 | 1,264 | 220,41 | 153,97 | 299,54 | 599,08 | 236,96 | 473,92 | 278,6 | 557,2 | 194,62 | 389,24 |
| | 2 | 3,1 | 5,1 | 0,607 | trapézoïdale | 1,359 | 1,264 | 220,41 | 153,97 | 299,54 | | 236,96 | | 278,6 | | 194,62 | |
| B-C | 1 | 3,1 | 5,1 | 0,607 | trapézoïdale | 1,359 | 1,264 | 220,41 | 153,97 | 299,54 | 599,08 | 236,96 | 473,92 | 278,6 | 557,2 | 194,62 | 389,24 |
| | 2 | 3,1 | 5,1 | 0,607 | trapézoïdale | 1,359 | 1,264 | 220,41 | 153,97 | 299,54 | | 236,96 | | 278,6 | | 194,62 | |
| C-D | 1 | 2,85 | 5,1 | 0,558 | trapézoïdale | 1,277 | 1,203 | 220,41 | 153,97 | 281,46 | 562,92 | 196,62 | 393,24 | 265,15 | 530,3 | 185,23 | 370,46 |
| | 2 | 2,85 | 5,1 | 0,558 | trapézoïdale | 1,277 | 1,203 | 220,41 | 153,97 | 281,46 | | 192,62 | | 265,15 | | 185,23 | |
| D-E | 1 | 3,1 | 5,1 | 0,607 | trapézoïdale | 1,359 | 1,264 | 220,41 | 153,97 | 299,54 | 599,08 | 236,96 | 473,92 | 278,6 | 557,2 | 194,62 | 389,24 |
| | 2 | 3,1 | 5,1 | 0,607 | trapézoïdale | 1,359 | 1,264 | 220,41 | 153,97 | 299,54 | | 236,96 | | 278,6 | | 194,62 | |
| E-F | 1 | 3,1 | 5,1 | 0,607 | trapézoïdale | 1,359 | 1,264 | 220,41 | 153,97 | 299,54 | 599,08 | 236,96 | 473,92 | 278,6 | 557,2 | 194,62 | 389,24 |
| | 2 | 3,1 | 5,1 | 0,607 | trapézoïdale | 1,359 | 1,264 | 220,41 | 153,97 | 299,54 | | 236,96 | | 278,6 | | 194,62 | |

Tableau VIII.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)


|  | | | | | | | | | | Moments fléchissant | | | | Effort tranchant | | | |
|---|---|-----|-----|-------|--------------|-------|-------|--------|--------|---------------------|---------|--------|--------|------------------|--------|--------|--------|
| | | | | | | | | | | travée | panneau | L_x | L_y | ρ | Charge | L_m | L_t |
| 1-2 | 1 | 3,1 | 5,1 | 0,607 | trapézoïdale | 1,359 | 1,264 | 220,41 | 153,97 | 299,54 | 599,08 | 236,96 | 473,92 | 278,6 | 557,2 | 194,62 | 389,24 |
| | 2 | 3,1 | 5,1 | 0,607 | trapézoïdale | 1,359 | 1,264 | 220,41 | 153,97 | 299,54 | | | | 236,96 | | 278,6 | |
| 2-3 | 1 | 3,1 | 5,1 | 0,607 | trapézoïdale | 1,359 | 1,264 | 220,41 | 153,97 | 299,54 | 599,08 | 236,96 | 473,92 | 278,6 | 557,2 | 194,62 | 389,24 |
| | 2 | 3,1 | 5,1 | 0,607 | trapézoïdale | 1,359 | 1,264 | 220,41 | 153,97 | 299,54 | | | | 236,96 | | 278,6 | |
| 3-4 | 1 | 3,1 | 5,1 | 0,607 | trapézoïdale | 1,359 | 1,264 | 220,41 | 153,97 | 299,54 | 599,08 | 236,96 | 473,92 | 278,6 | 557,7 | 194,62 | 389,24 |
| | 2 | 3,1 | 5,1 | 0,607 | trapézoïdale | 1,359 | 1,264 | 220,41 | 153,97 | 299,54 | | | | 236,69 | | 278,6 | |
| 4-5 | 1 | 3,1 | 4,2 | 0,738 | trapézoïdale | 1,268 | 1,128 | 220,41 | 153,97 | 279,48 | 558,96 | 195,23 | 390,46 | 248,62 | 497,24 | 173,68 | 347,36 |
| | 2 | 3,1 | 4,2 | 0,738 | trapézoïdale | 1,268 | 1,128 | 220,41 | 153,97 | 279,48 | | 195,23 | | 248,62 | | 173,68 | |

Tableau VIII.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

d) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

1) Sens transversal

✓ ELU

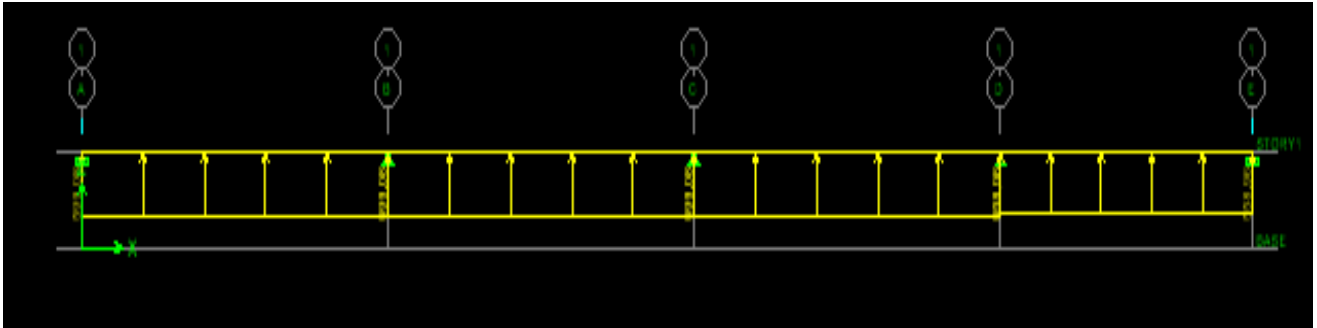


Fig.VII.8 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

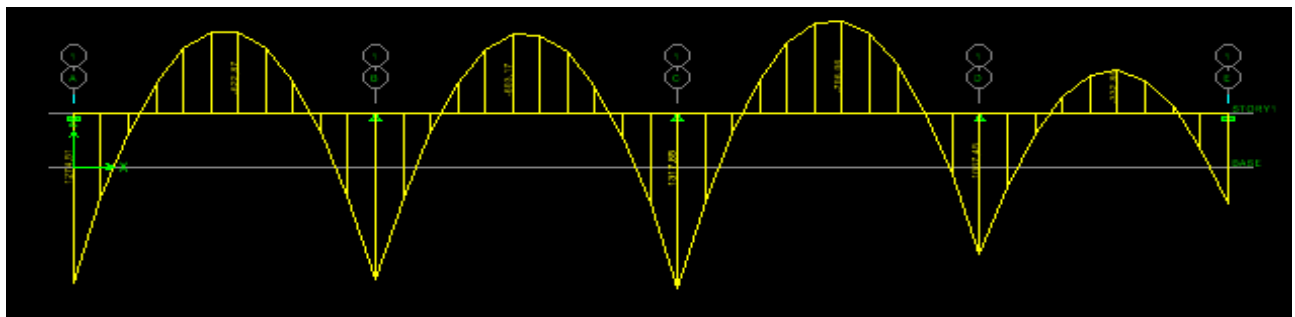


Fig.VII.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

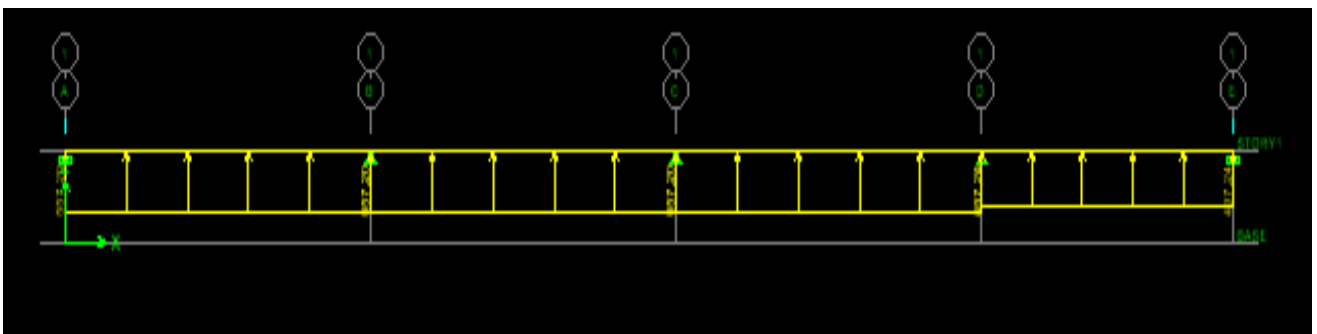


Fig.VII.10 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

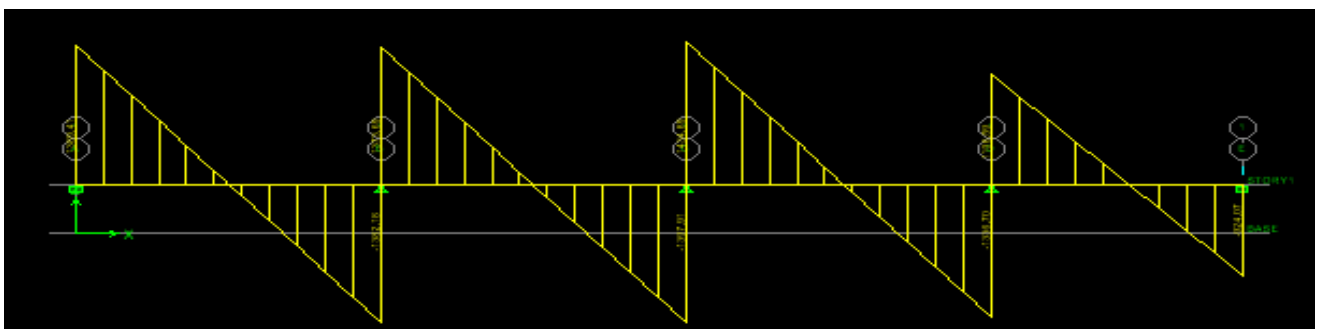


Fig.VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

✓ ELS

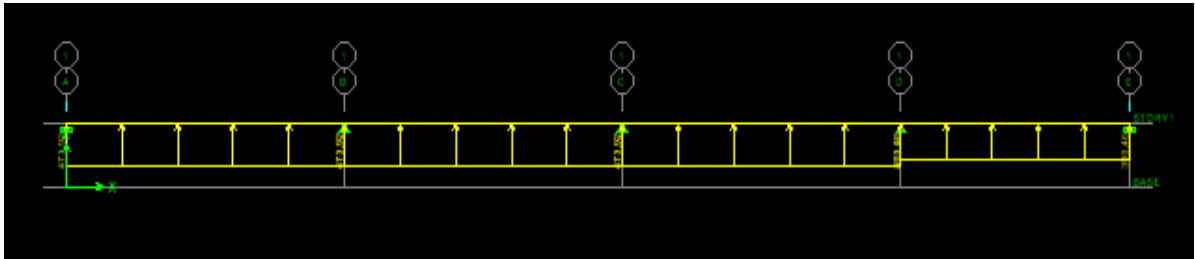


Fig.VII.12 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

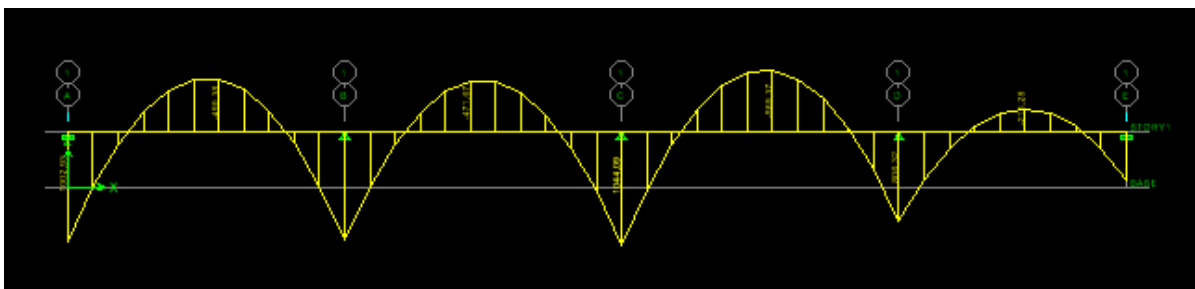


Fig.VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

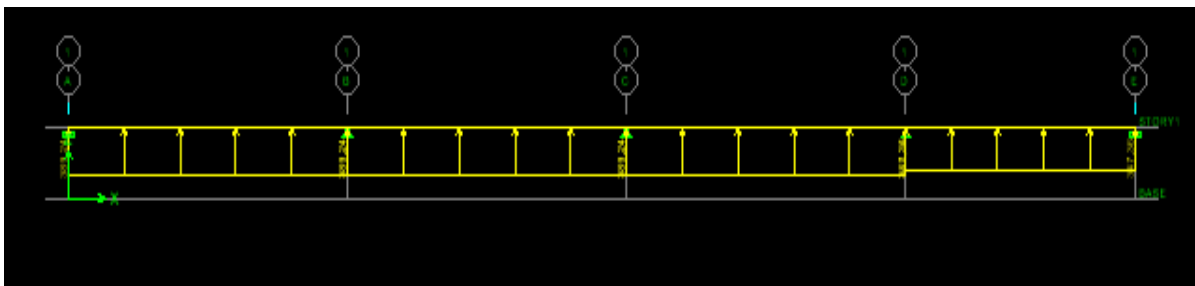


Fig.VII.14 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

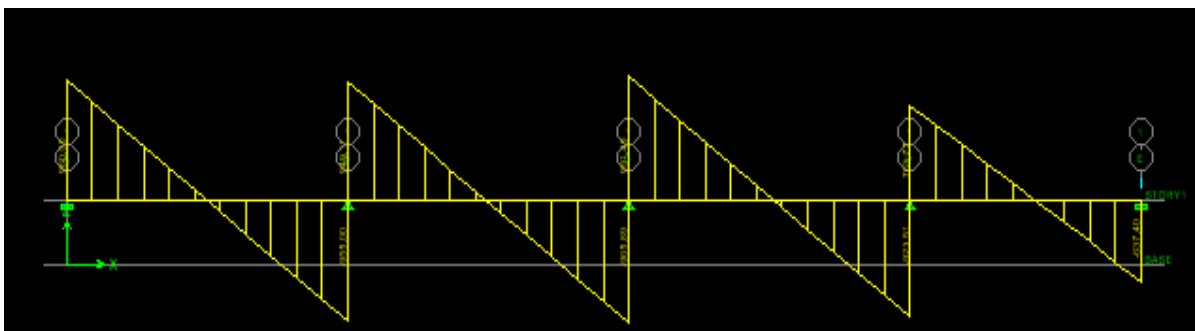


Fig.VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

✓ ELS

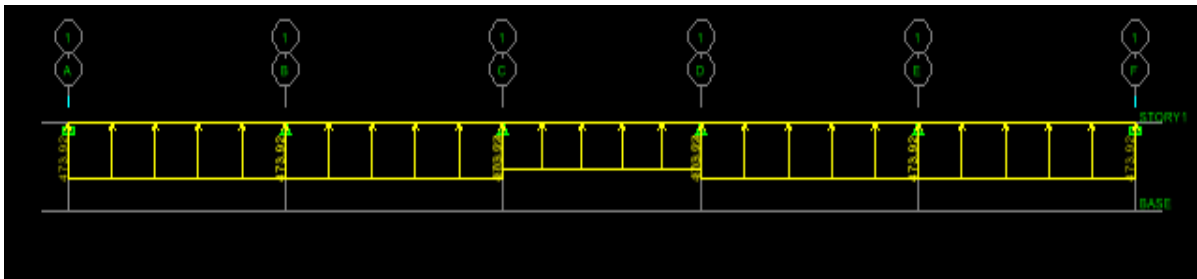


Fig.VII.20: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

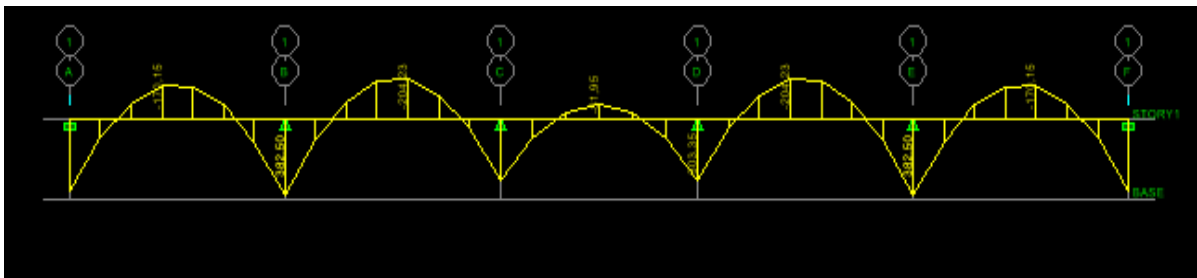


Fig.VII.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

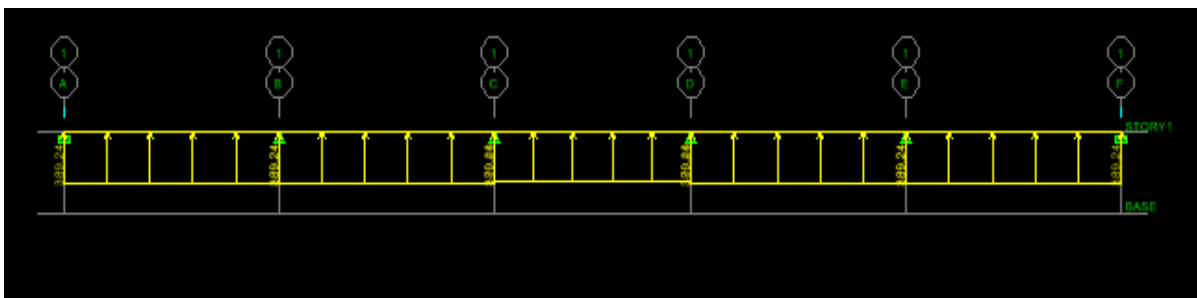


Fig.VII.22 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

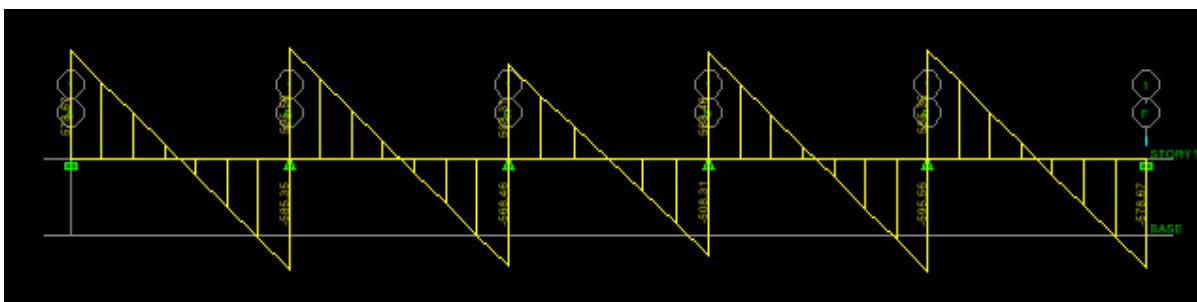


Fig.VII.23 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

e) Ferrailage :

| | Sens longitudinal | | Sens transversal | |
|--------------------|-------------------|--------|------------------|--------|
| | ELU | ELS | ELU | ELS |
| M_a^{max} (KN.m) | 480,90 | 382,5 | 617,27 | 569,45 |
| M_t^{max} (KN.m) | 247,18 | 204,28 | 365,58 | 339,64 |
| T_{max} (KN) | 861,91 | 595,58 | 1141,64 | 991,37 |

Tableau VII.6 : Les efforts internes dans les nervures.

1) Calcul des armatures :

➤ Armatures longitudinales :

$B = 55 \text{ cm}$ $d = 95 \text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

| Sens | | Mu(KN.m) | μ_b | β | Obs. | As(cm2) | A.adop(cm2) | ferrailage |
|------|--------|----------|---------|---------|------|---------|-------------|-----------------------------|
| X-X | Appuis | 480,9 | 0,038 | 0,981 | SSA | 14,82 | 17,19 | 4HA20 (fil) + (4HA14) chap |
| | Travée | 247,18 | 0,019 | 0,9905 | SSA | 7,54 | 14,20 | 4HA16 (fil) +(4HA14) chap |
| Y-Y | Appuis | 617,27 | 0,048 | 0,975 | SSA | 19,14 | 20,61 | 4HA20 (fil) + (4HA16) chap |
| | Travée | 365,58 | 0,029 | 0,9855 | SSA | 11,22 | 14,20 | 4HA16 (fil) + (4HA14) chap |

Tableau VII.7 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l_{max}} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{ 25 ; 24 \} = 24 \text{ cm}$$

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

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,50 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t=4\text{HA}8=2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

✓ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 110cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$

- **Vérification à l'ELU:**

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 6,3 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$A_a = 16,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,3 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

En travées :

$A = 11,12 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,3 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinal : $T_u^{\max} = 861,91 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{861,91 \cdot 10^3}{500 \times 950} = 1,81 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

Sens transversal: $T_u^{\max} = 1141,64 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1161,64 \cdot 10^3}{550 \times 950} = 1,79 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

VIII.6)Vérification à l'ELS :

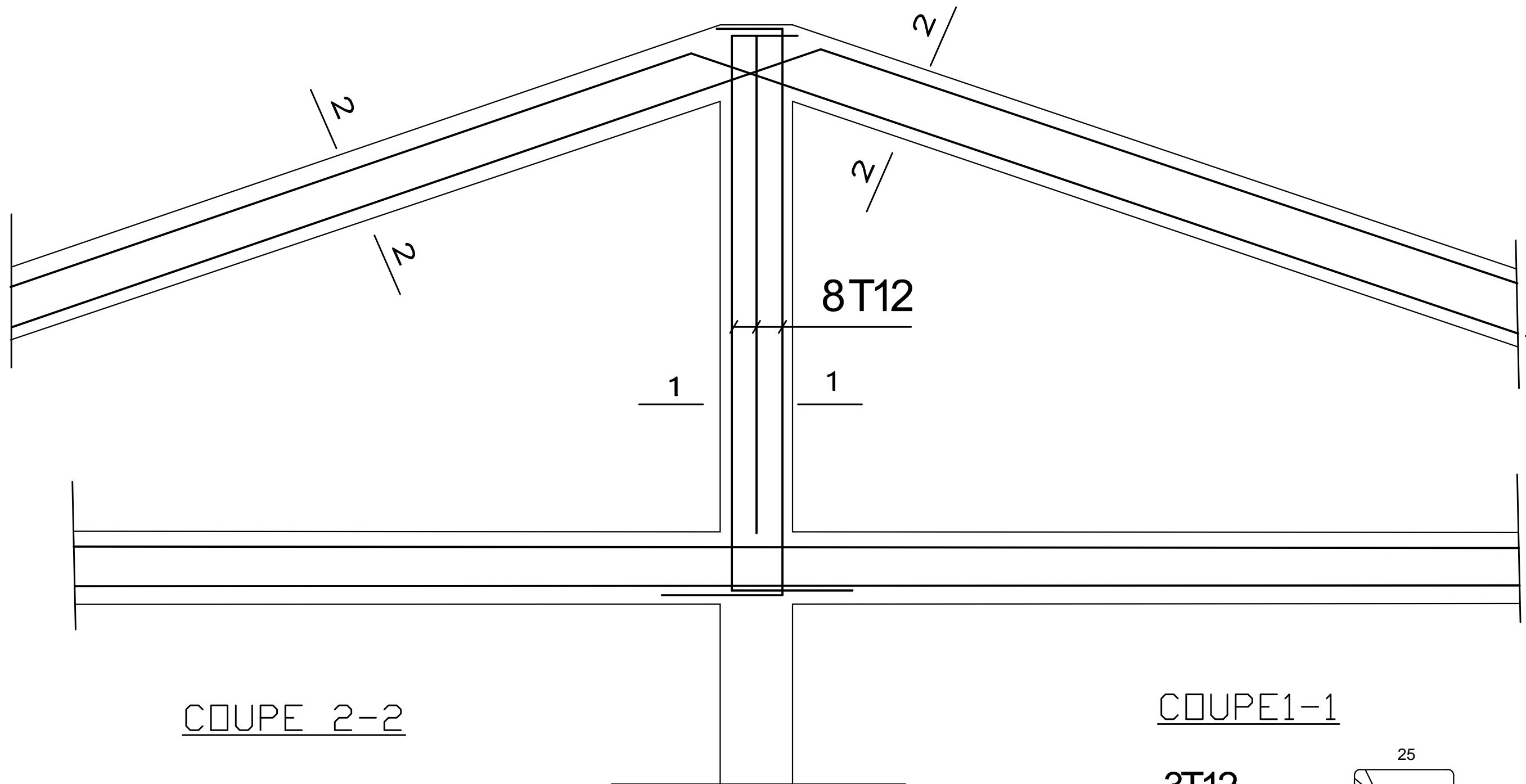
1. $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa.}$

2. $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d}$; $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

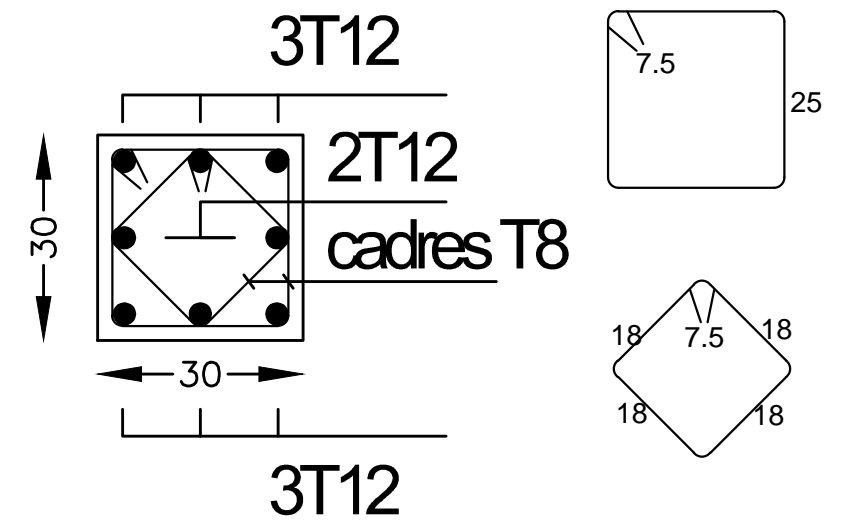
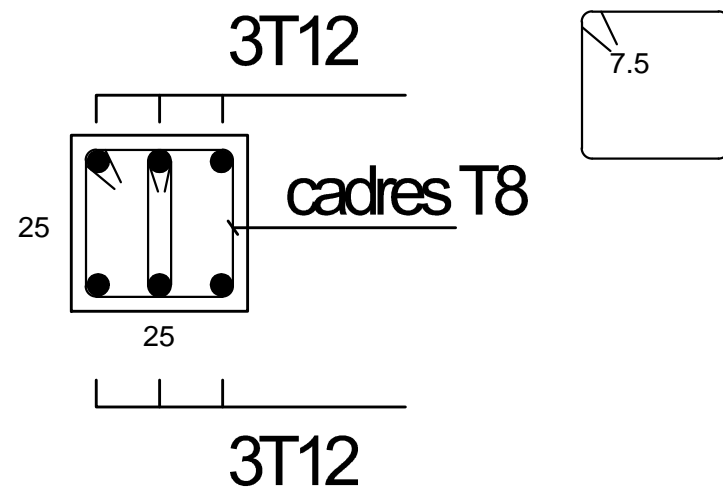
| Sens | Zone | Ms KN.m | As cm2 | ρ_1 | K_1 | β_1 | σ_{st} | $\bar{\sigma}_{st}$ | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Obs |
|------|--------|------------|-----------|----------|-------|-----------|---------------|---------------------|---------------|---------------------|---------|
| x-x | Appuis | 382,5 | 18,72 | 0,3583 | 38,76 | 0,907 | 237,13 | 348 | 6,11 | 15 | vérifié |
| | Travée | 204,3 | 14,2 | 0,2718 | 45,24 | 0,917 | 165,13 | 348 | 3,65 | 15 | vérifié |
| y-y | Appuis | 569,5 | 20,61 | 0,3944 | 36,55 | 0,903 | 322,08 | 348 | 8,81 | 15 | vérifié |
| | Travée | 339,6 | 18,72 | 0,3583 | 38,76 | 0,907 | 210,56 | 348 | 5,43 | 15 | vérifié |

Tableau VIII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS



COUPE 2-2

COUPE 1-1



Présenté par:

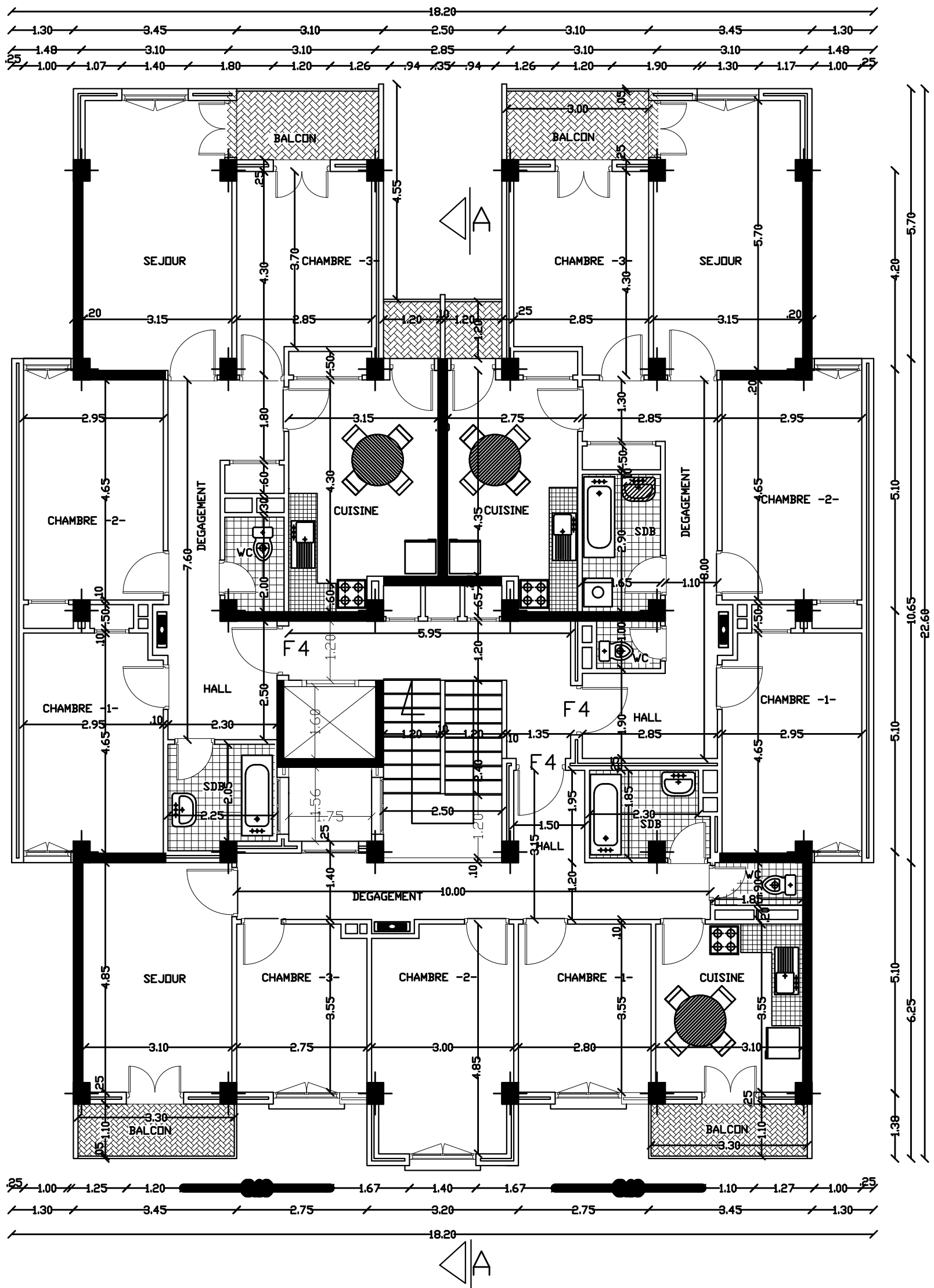
Mr: TAHROUR KHALED
Mr: ZERAOUI NAFAA

Encadré par:

Mme: YAHIAOUI

Ferrailage des fermes pour toiture

2018/2019



Plan de l'étage courant 1 à 8 Ech 1/50

Présenté par:

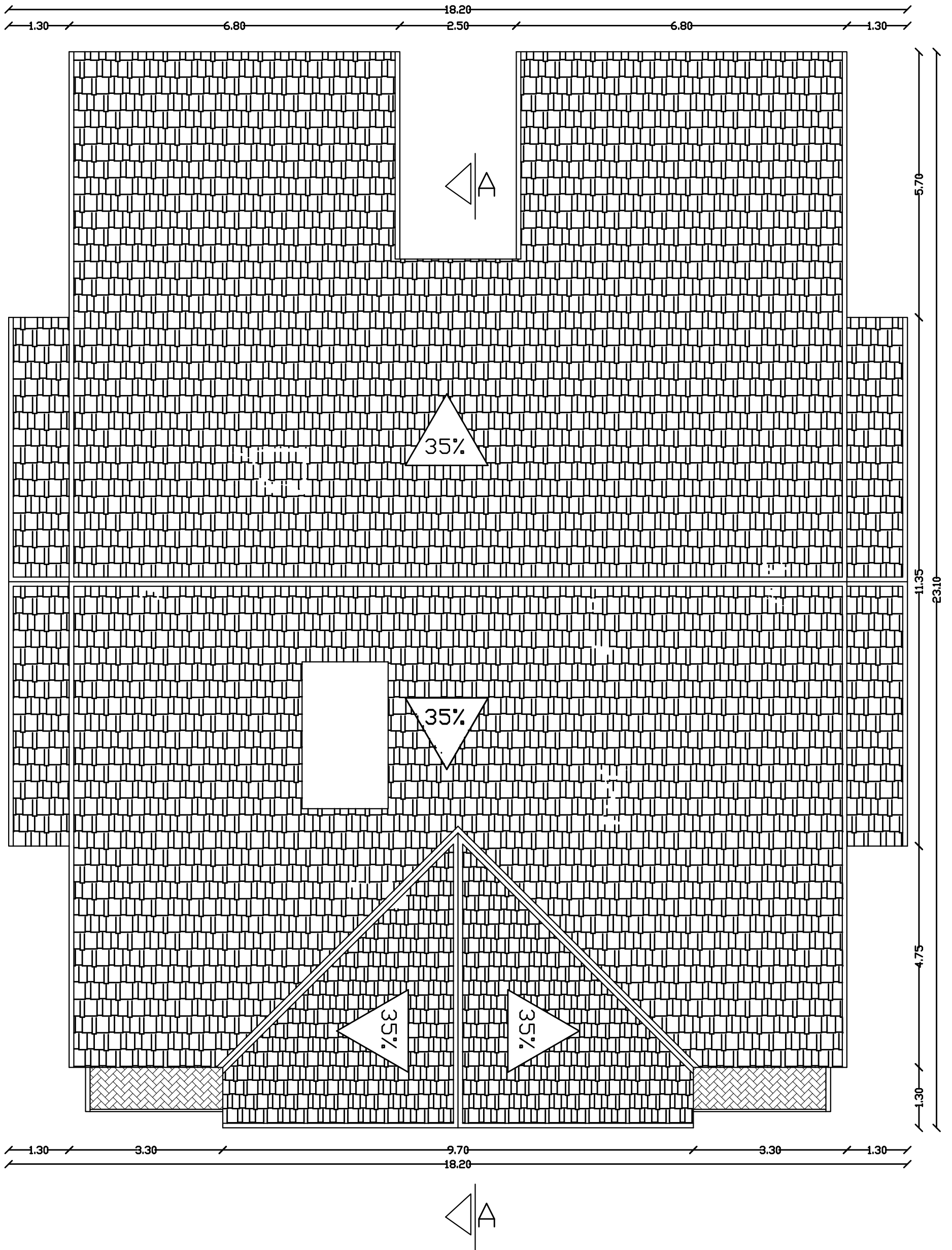
Mr: TAHROUR KHALED
Mr: ZERAOUI NAFAA

Encadré par:

Mme: YAHIAOUI

PLANS D'ARCHITECTURE

2018/2019



Plan de la toiture Ech 1/50

Présenté par:

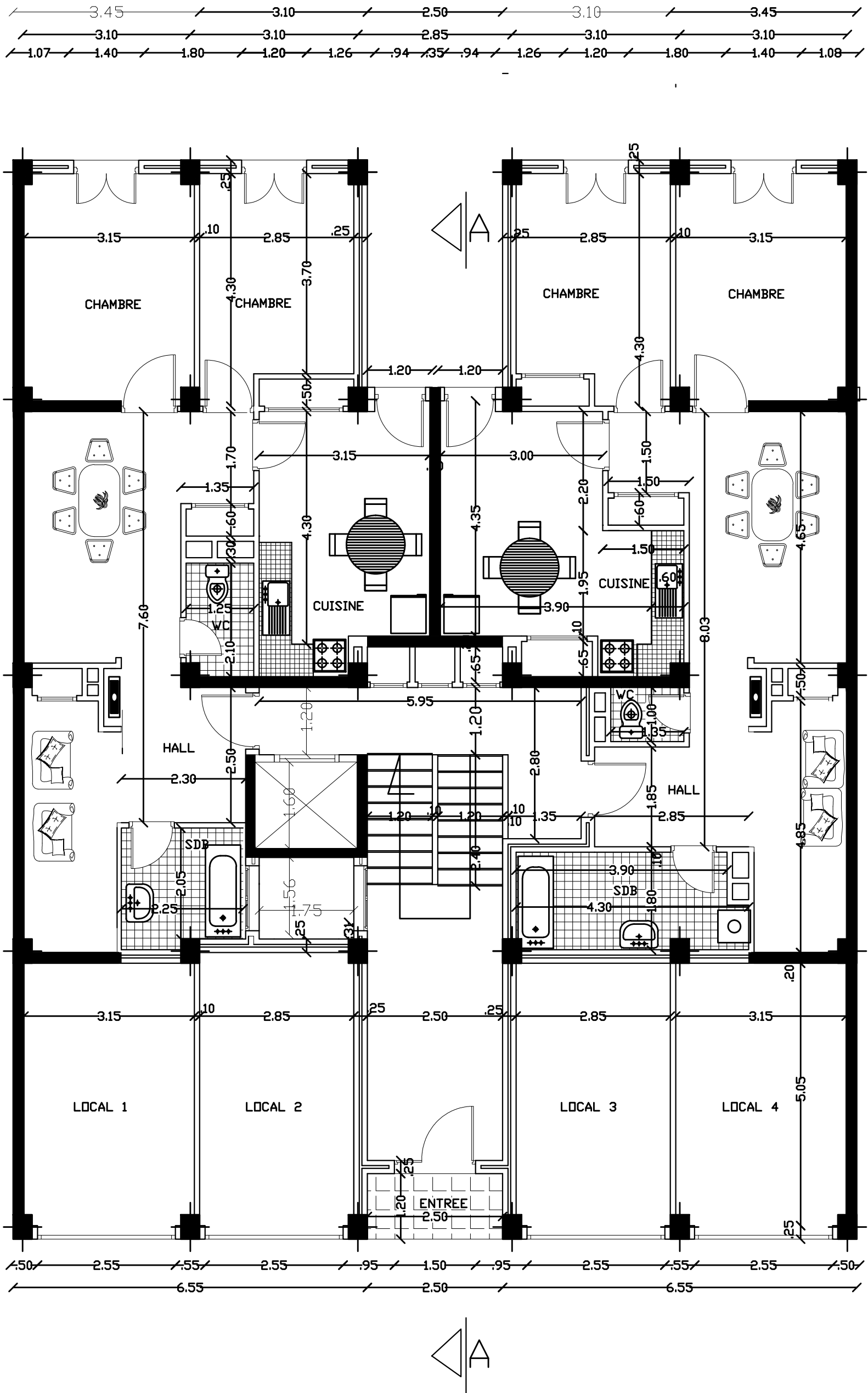
Mr: TAHROUR KHALED
Mr: ZERAOUI NAFAA

Encadré par:

Mme: YAHIAOUI

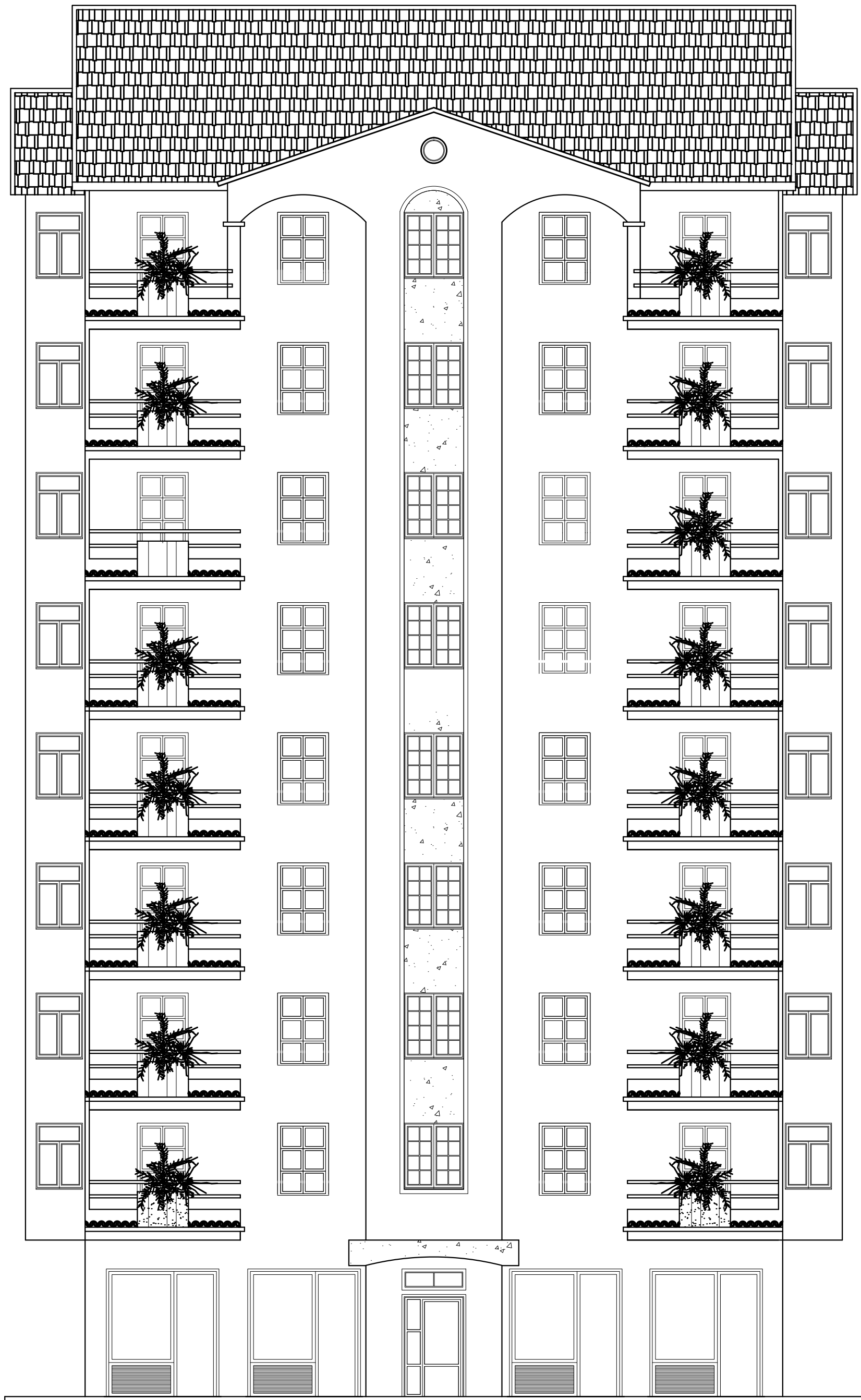
PLANS D'ARCHITECTURE

2018/2019



Plan du rez-de-chaussé Ech 1/50

| | | | |
|---------------|---|-----------------------------|-----------|
| Présenté par: | Mr: TAHROUR KHALED Mr: ZERAOUI NAFAA | PLANS D'ARCHITECTURE | 2018/2019 |
| Encadré par: | Mme: YAHIAOUI | | |



Façade principale Ech 1/50

Présenté par:

Mr: TAHROUR KHALED
Mr: ZERAOUI NAFAA

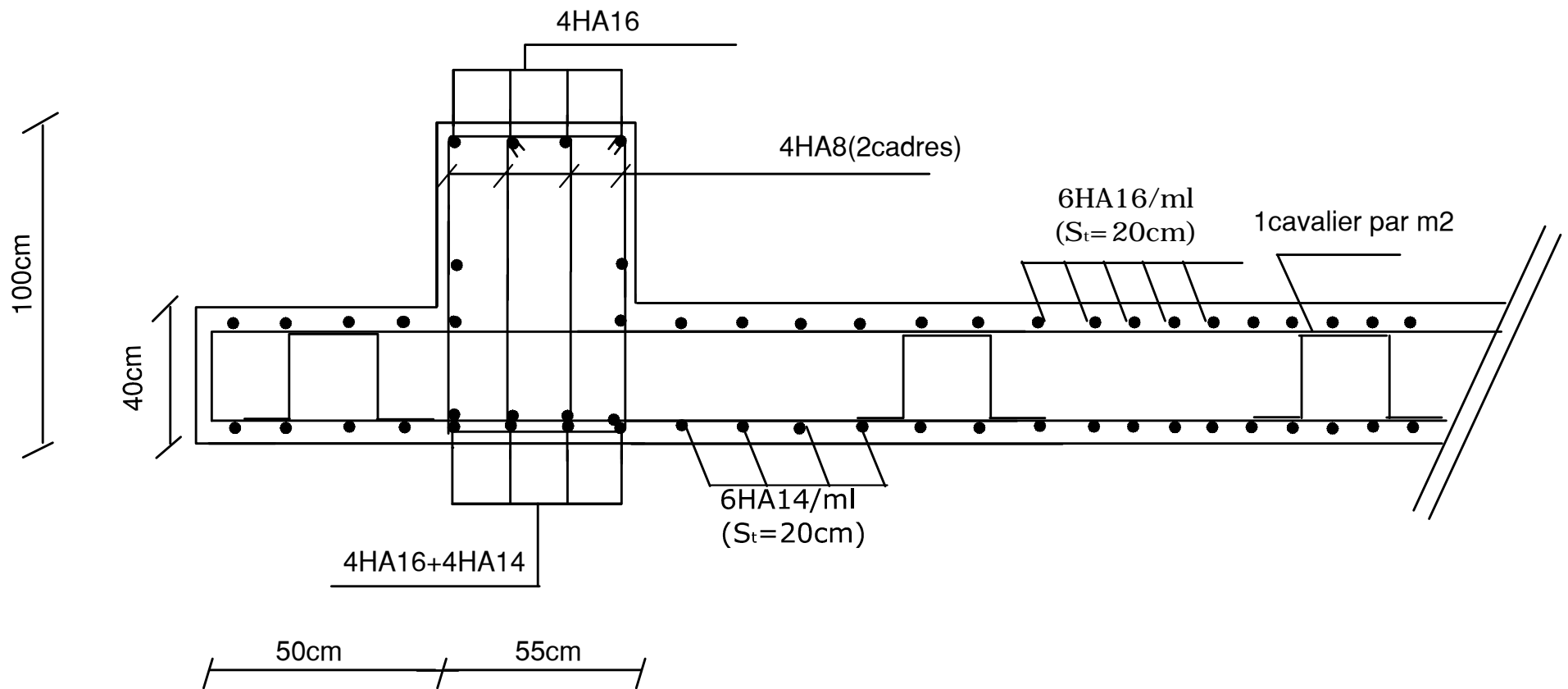
Encadré par:

Mme: YAHIAOUI

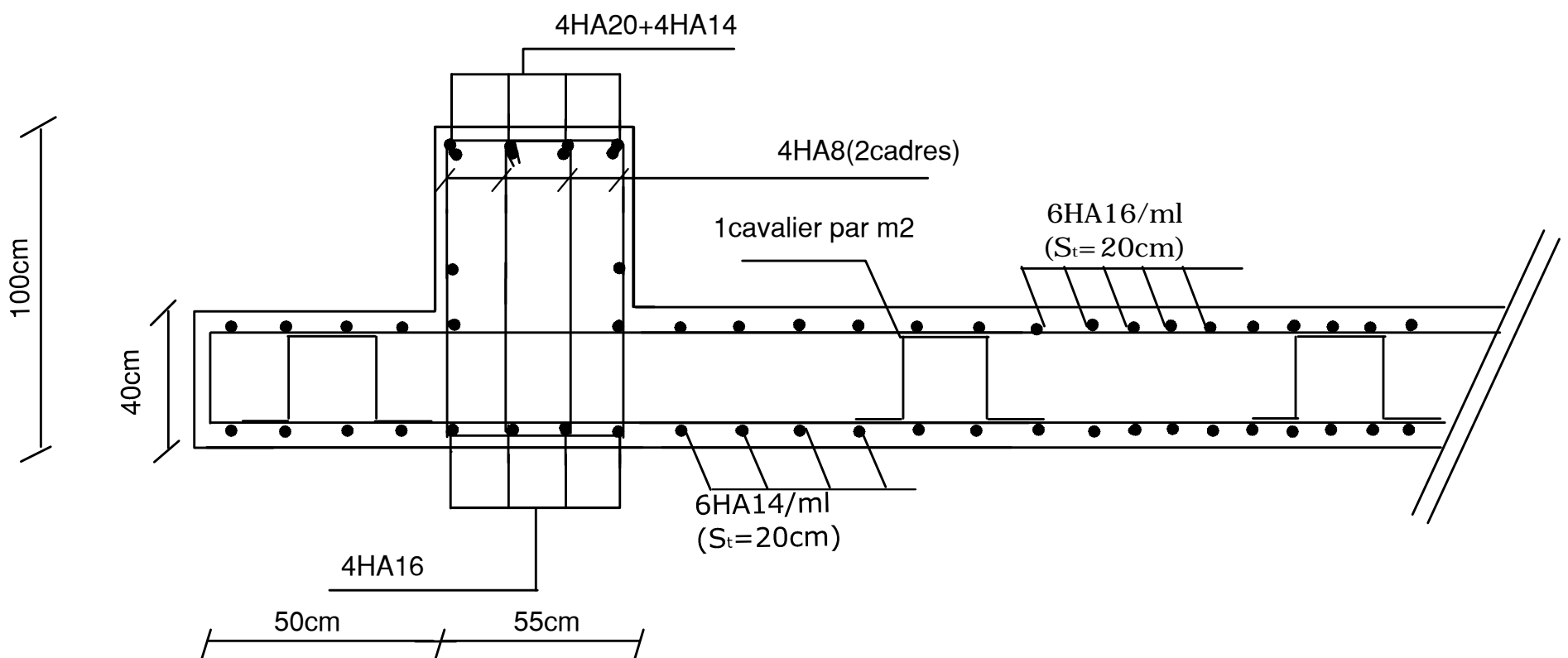
PLANS D'ARCHITECTURE

2018/2019

Plans des ferrailrages dans le sens longitudinal



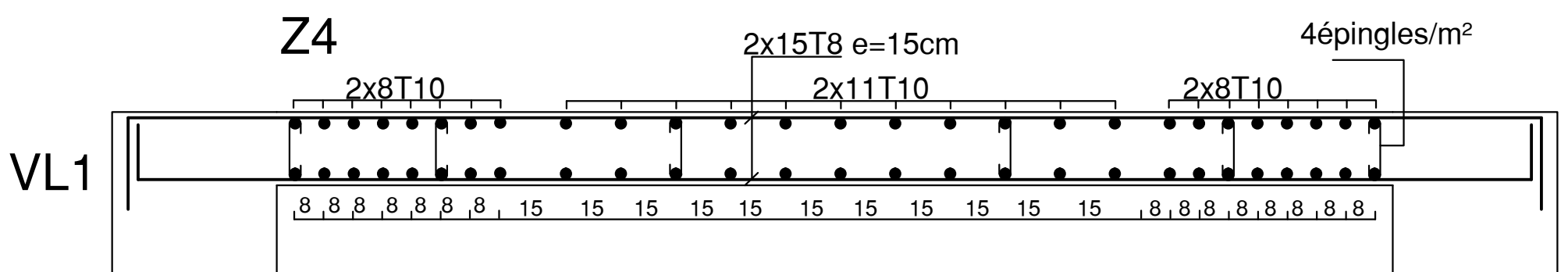
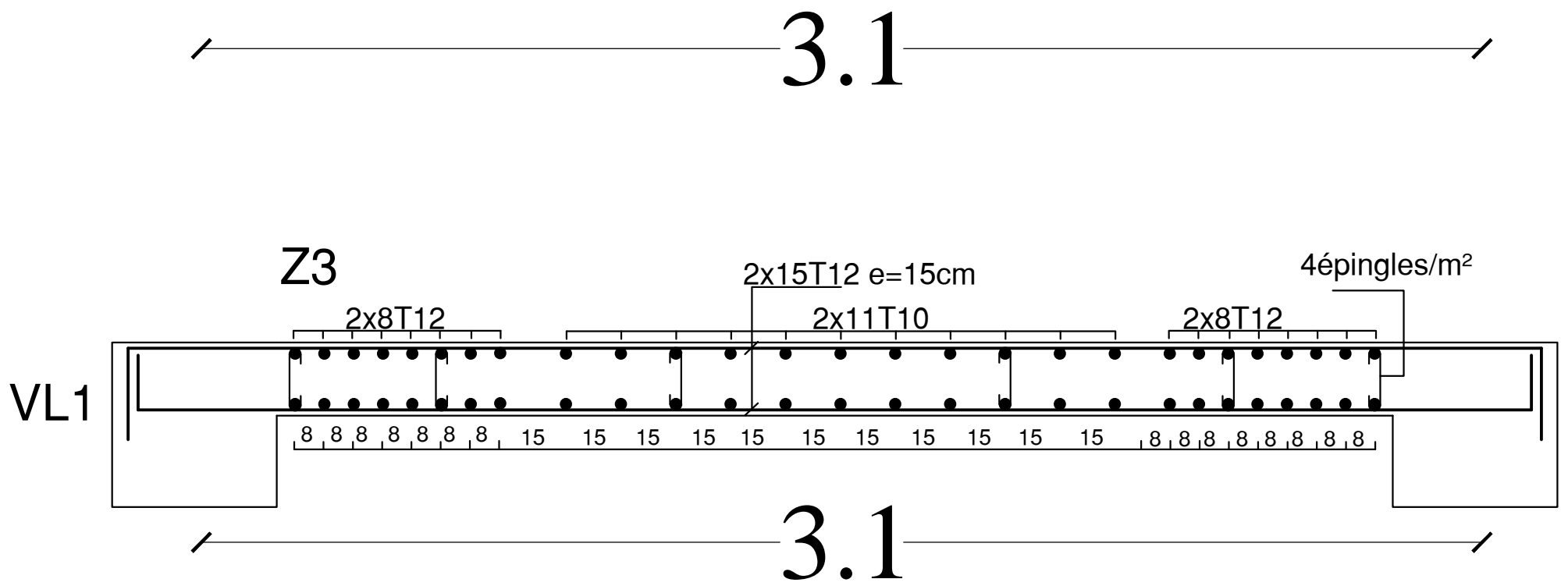
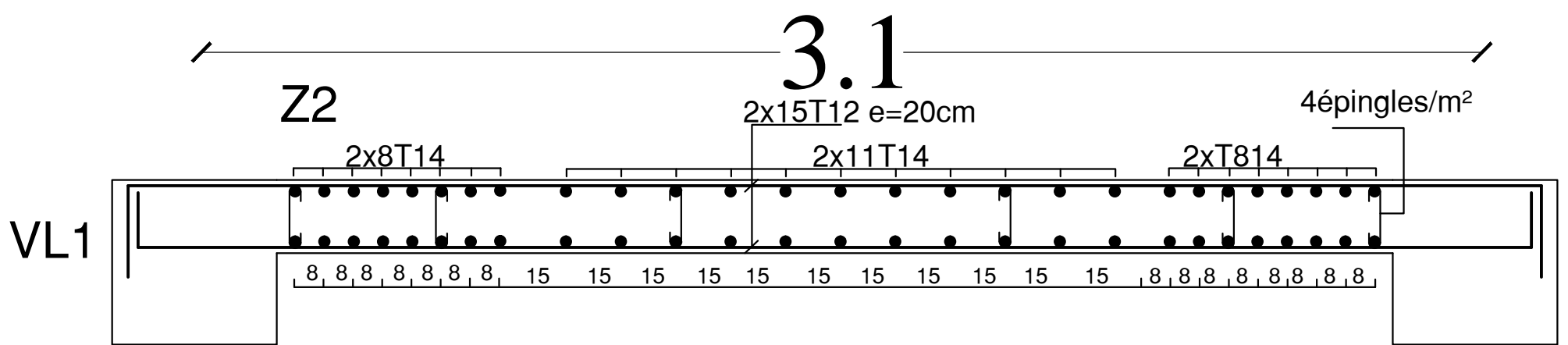
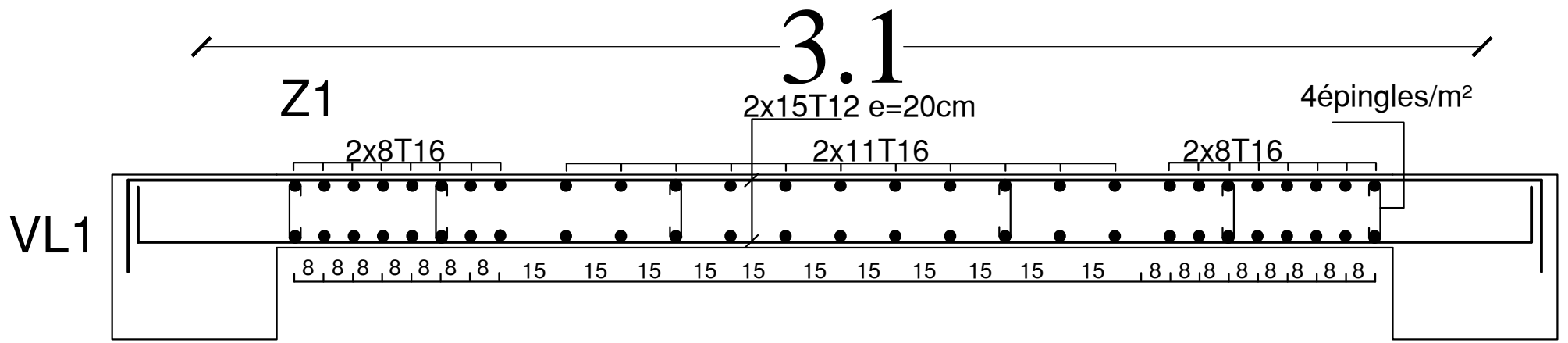
Ferrailage des nervures sur appuis et de la dalle de radier



Ferrailage des nervures en travée et de la dalle de radier

| | | | |
|---------------|---|------------------------------|-----------|
| Présenté par: | Mr: TAHROUR KHALED Mr: ZERAOUI NAFAA | FERRAILLAGE DU RADIER | 2018/2019 |
| Encadré par: | Mme: YAHIAOUI | | |

Ferrailage du voile VL1



Présenté par:

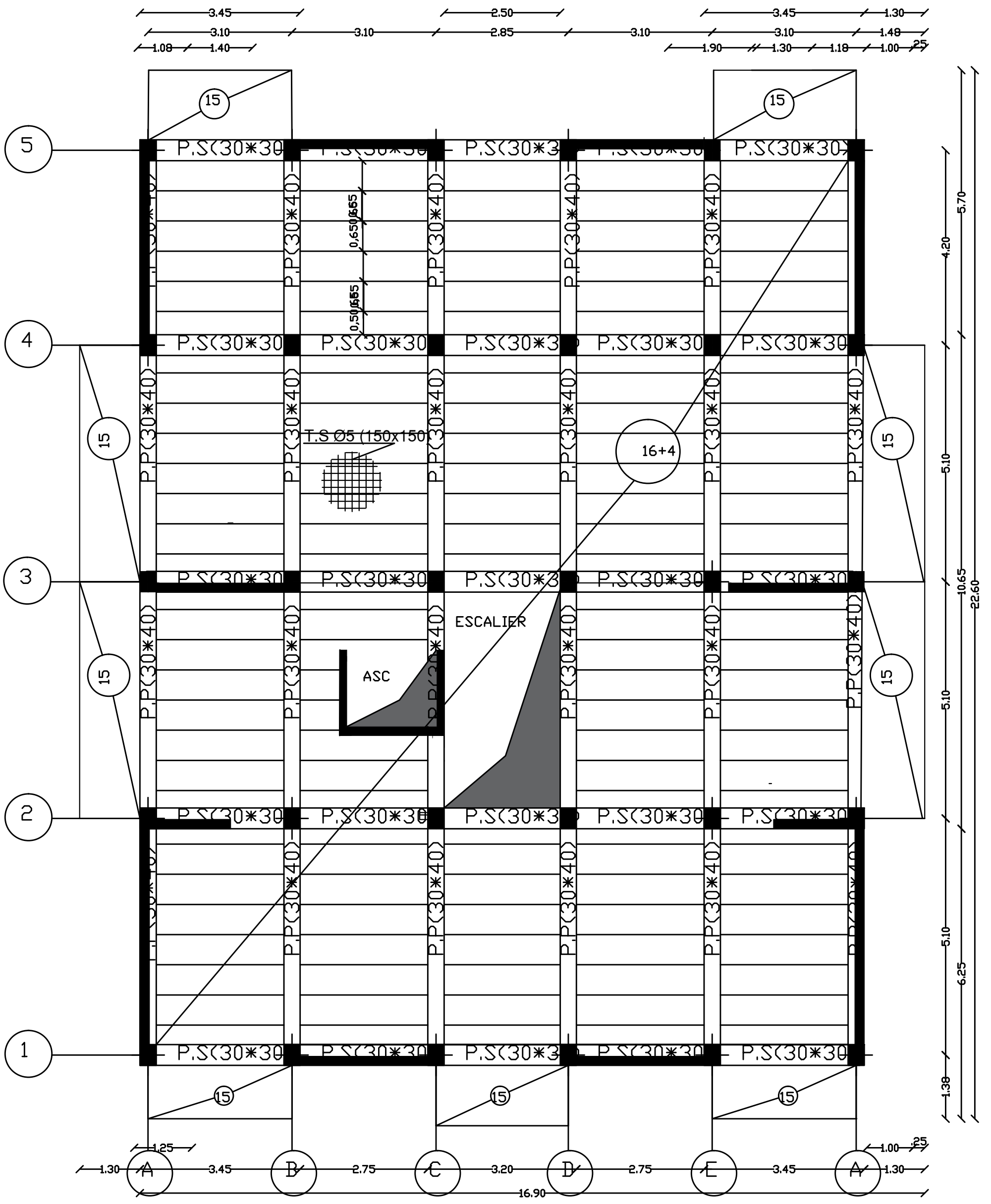
Mr: TAHROUR KHALED
Mr: ZERAOUI NAFAA

Encadré par:

Mme: YAHIAOUI

FERRAILLAGE DES VOILES

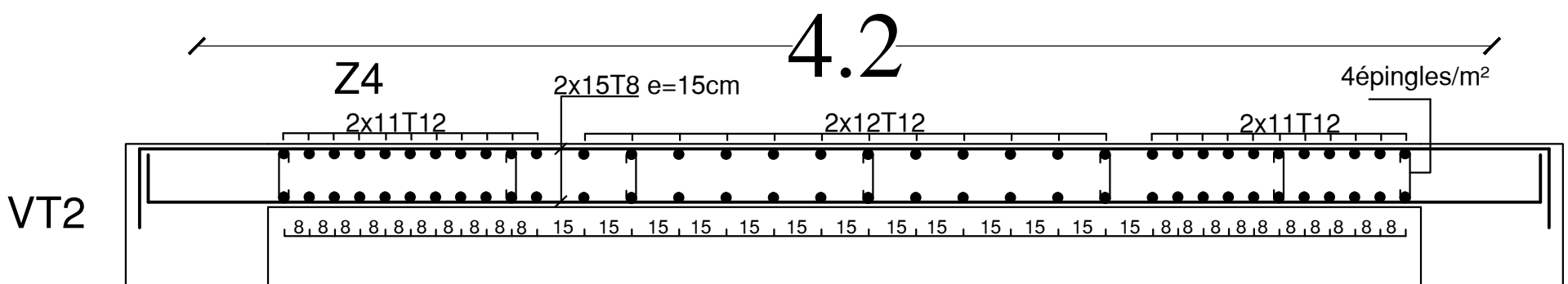
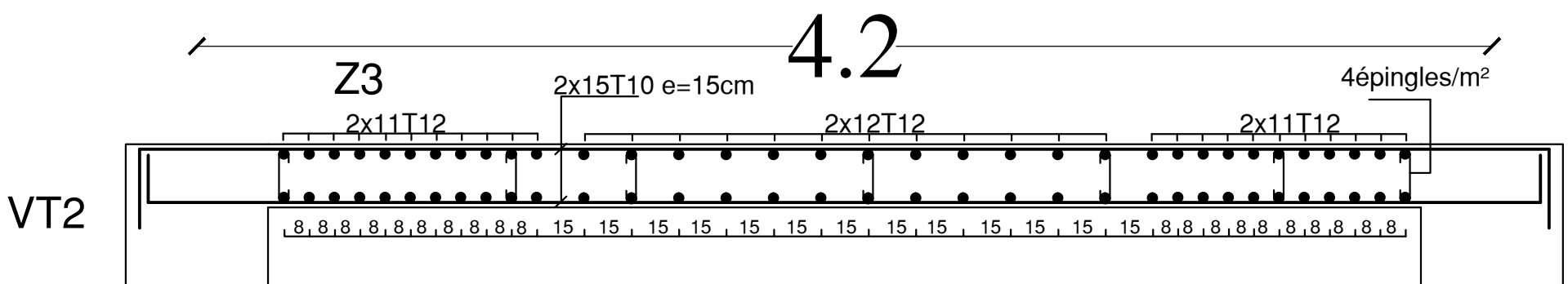
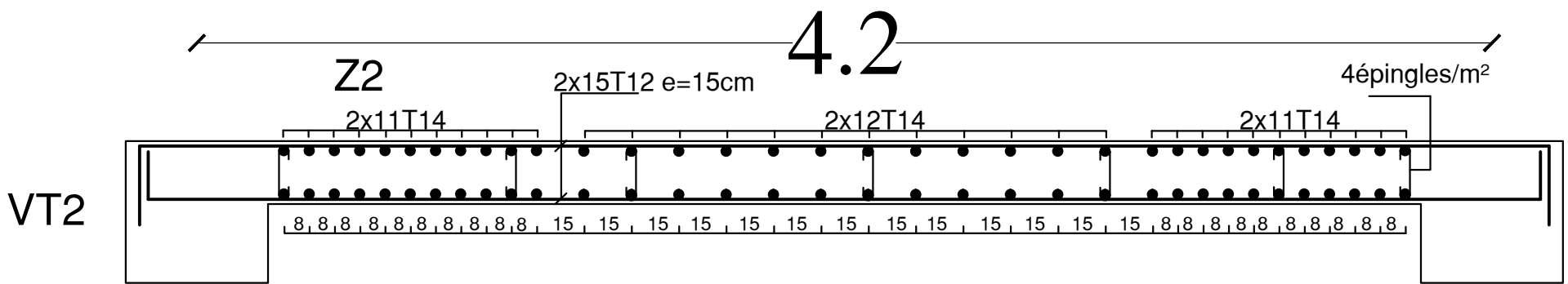
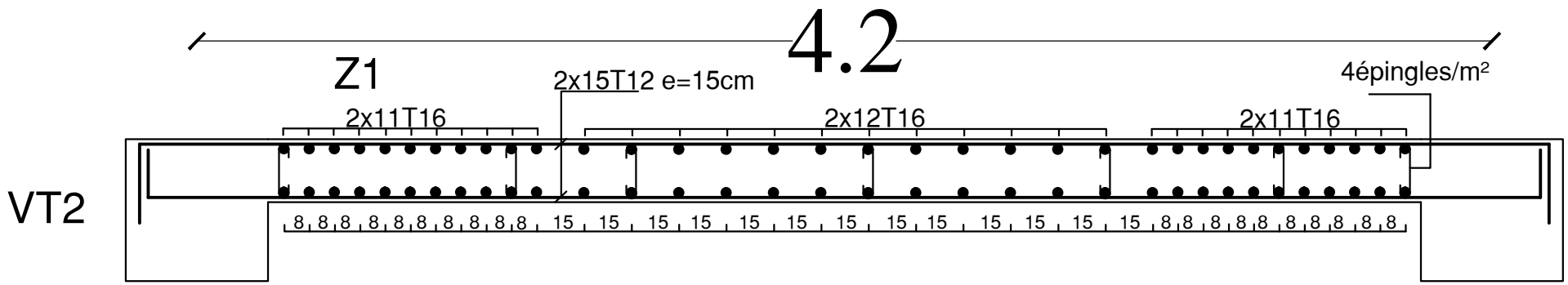
2018/2019



Plan de coffrage de l'étage courant 1 à 09

| | | | |
|---------------|---|--------------------------|-----------|
| Présenté par: | Mr: TAHROUR KHALED Mr: ZERAOUI NAFAA | PLANS DE COFFRAGE | 2018/2019 |
| Encadré par: | Mme: YAHIAOUI | | |

Ferrailage du voile VT2



Présenté par:

Mr: TAHROUR KHALED
Mr: ZERAOUI NAFAA

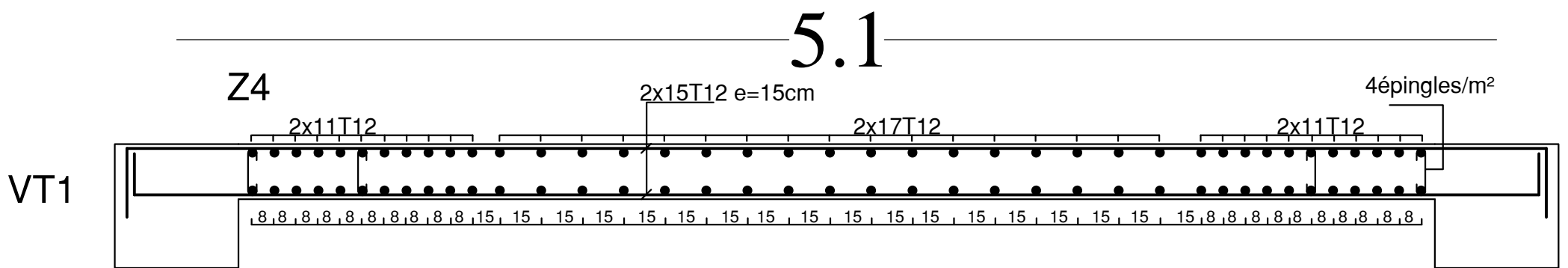
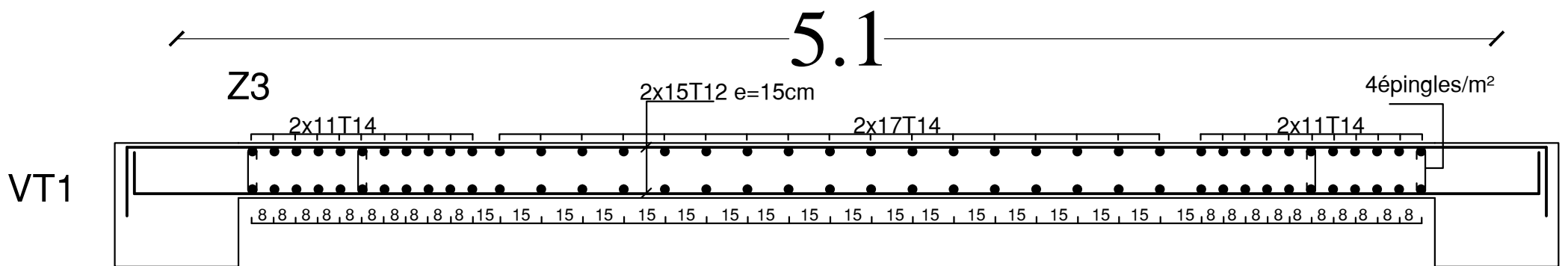
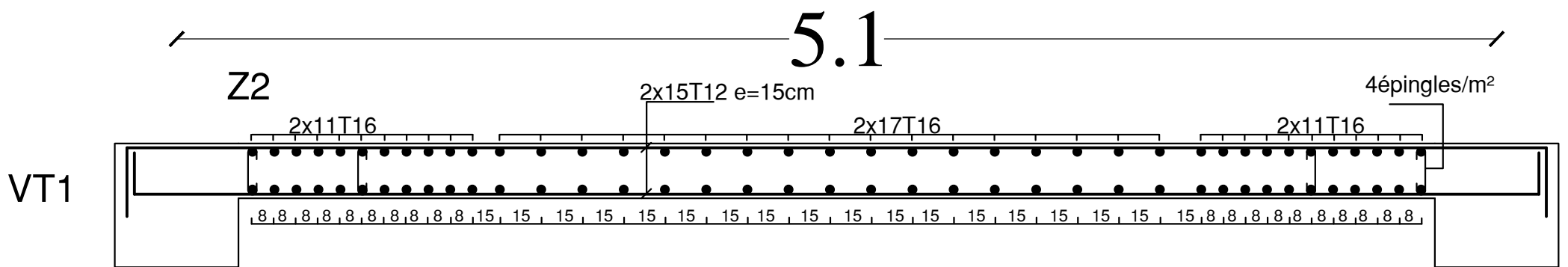
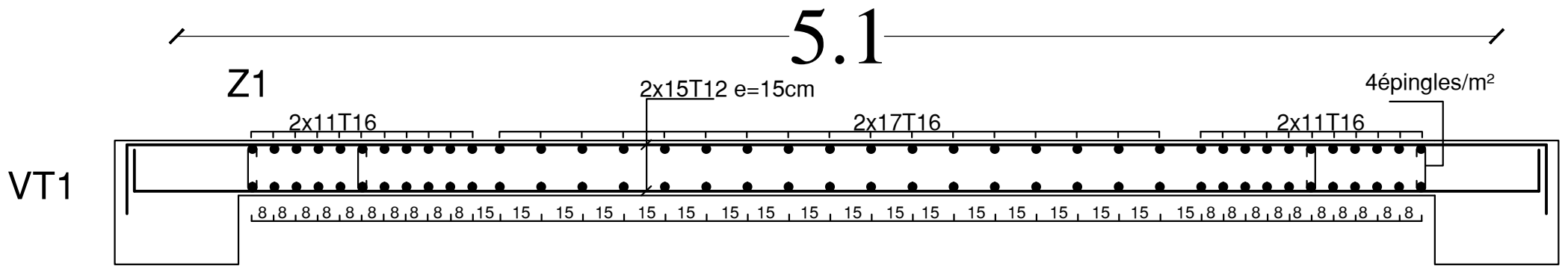
Encadré par:

Mme: YAHIAOUI

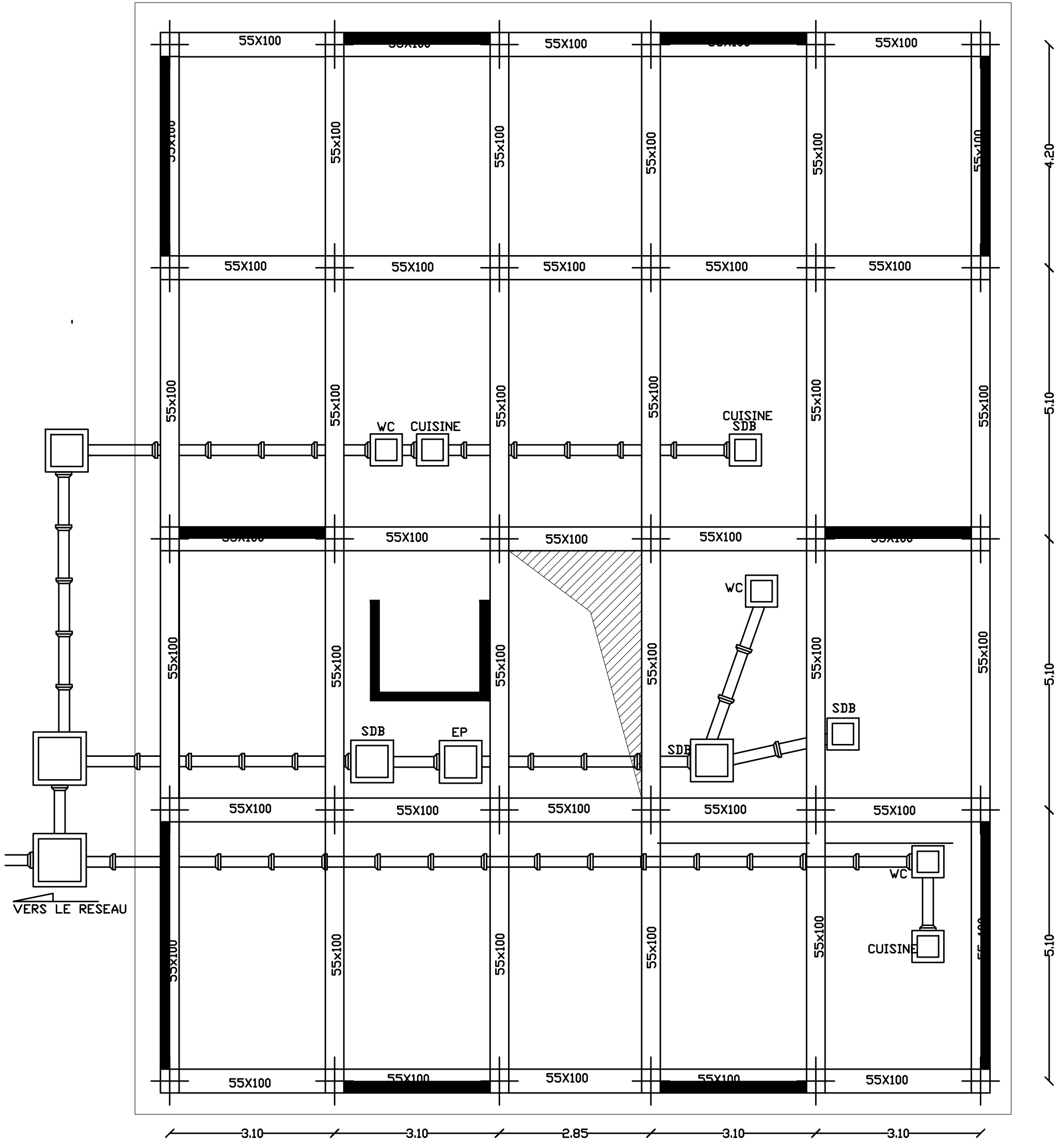
FERRAILLAGE DES VOILES

2018/2019

Ferrailage du voile VT1



| | | | |
|---------------|---|------------------------------|-----------|
| Présenté par: | Mr: TAHROUR KHALED Mr: ZERAOUI NAFAA | FERRAILAGE DES VOILES | 2018/2019 |
| Encadré par: | Mme: YAHIAOUI | | |



PLAN DE COFFRAGE RADIER

Présenté par:

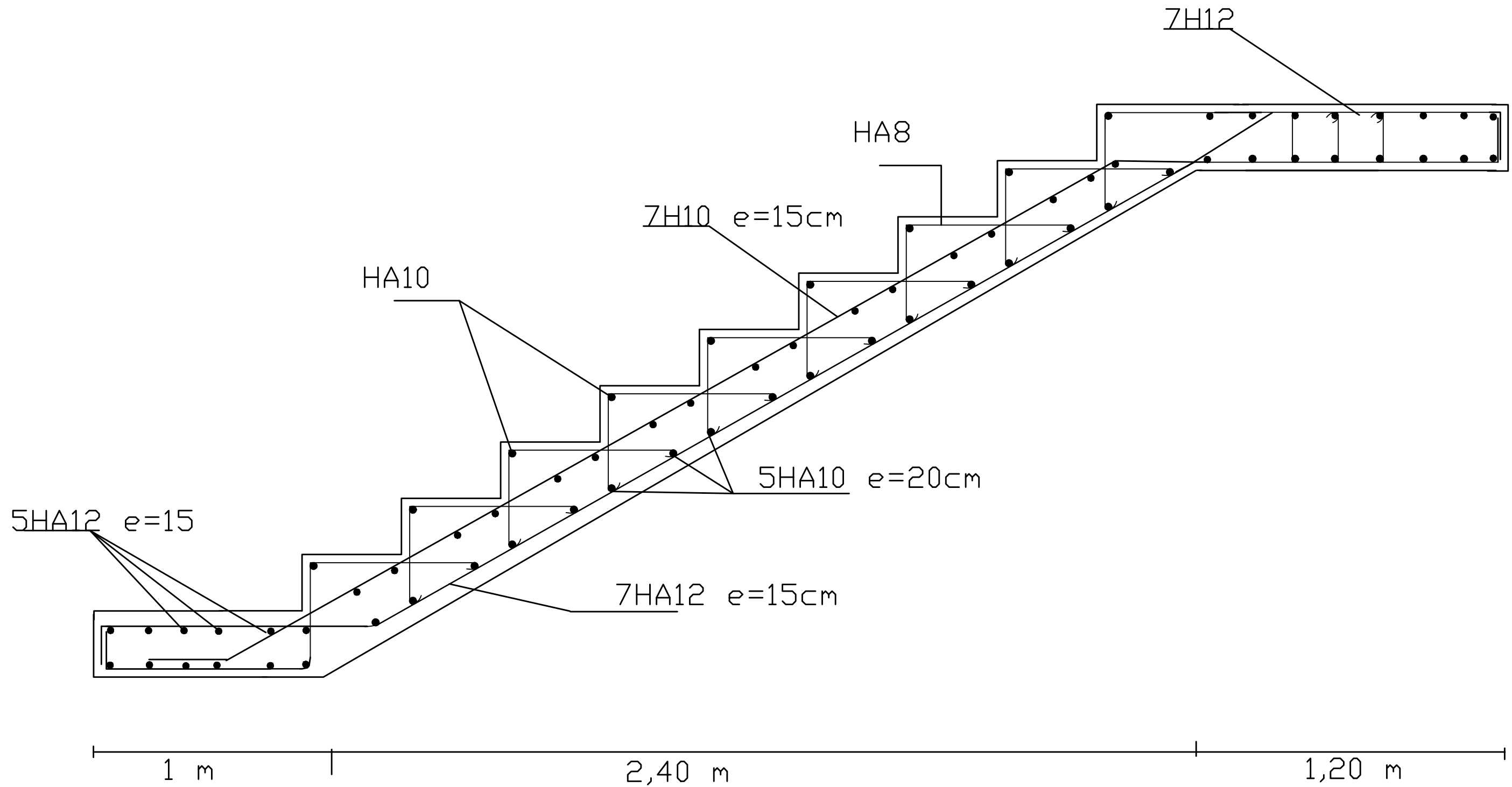
Mr: TAHROUR KHALED
Mr: ZERAOUI NAFAA

Encadré par:

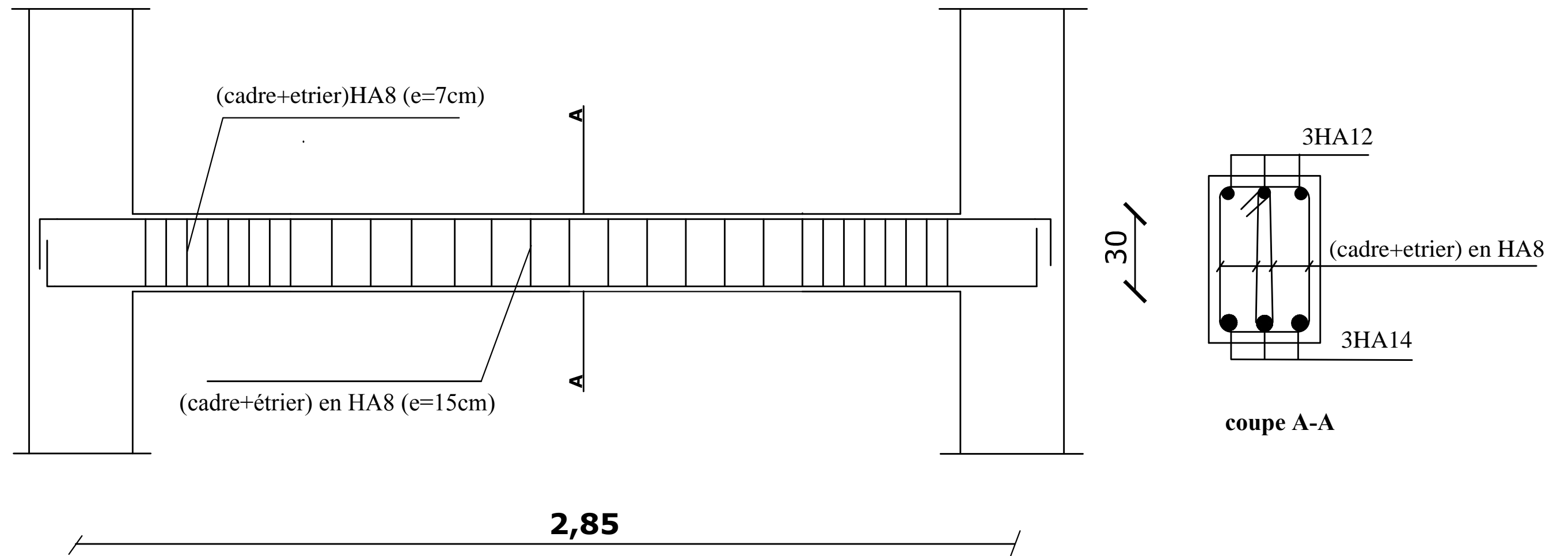
Mme: YAHIAOUI

PLANS DE COFFRAGE

2018/2019



| | | | |
|----------------------|---|----------------------------------|-----------|
| <u>Présenté par:</u> | Mr: TAHROUR KHALED Mr: ZERAOUI NAFAA | <u>FERRAILLAGE DE L'ESCALIER</u> | 2018/2019 |
| <u>Encadré par:</u> | Mme: YAHIAOUI | | |



Présenté par:

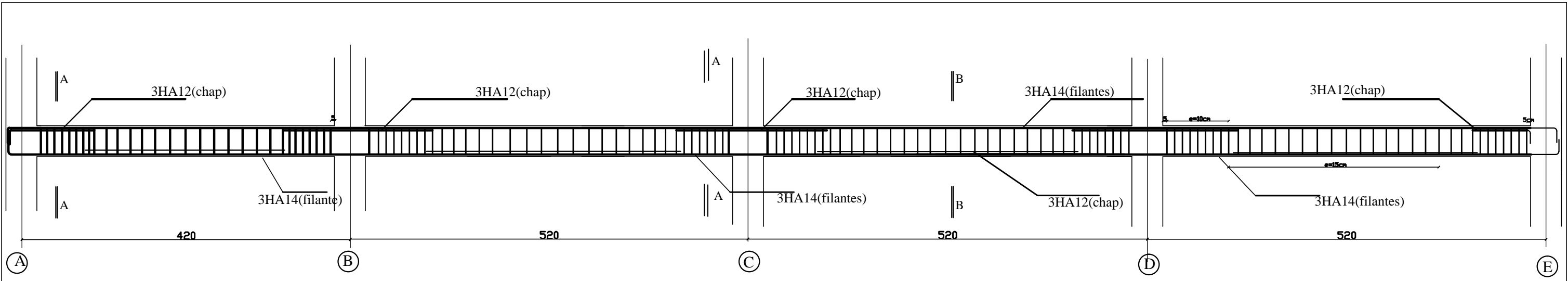
Mr: TAHROUR KHALED
Mr: ZERAOUI NAFAA

Encadré par:

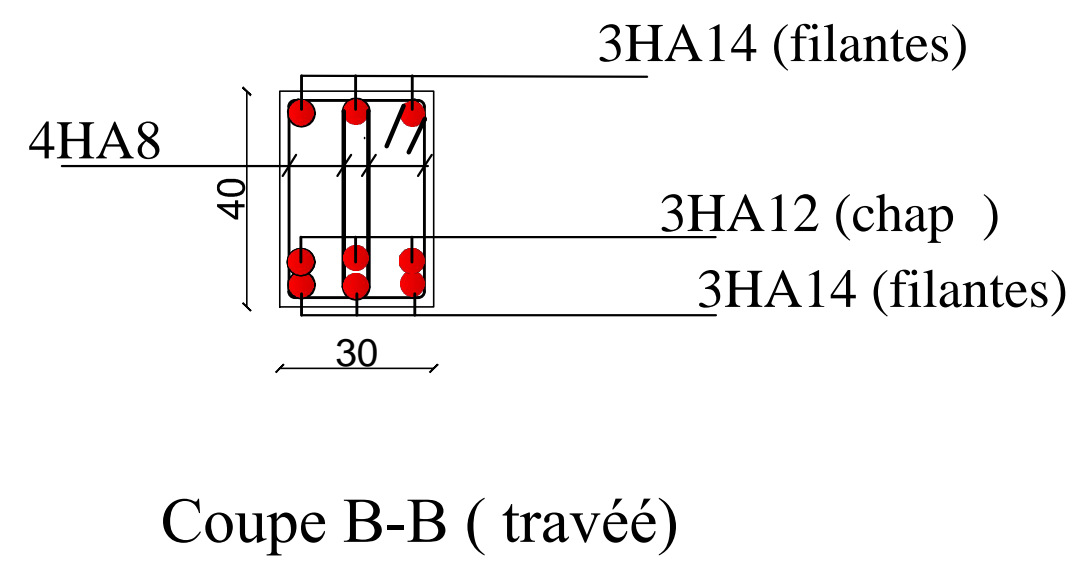
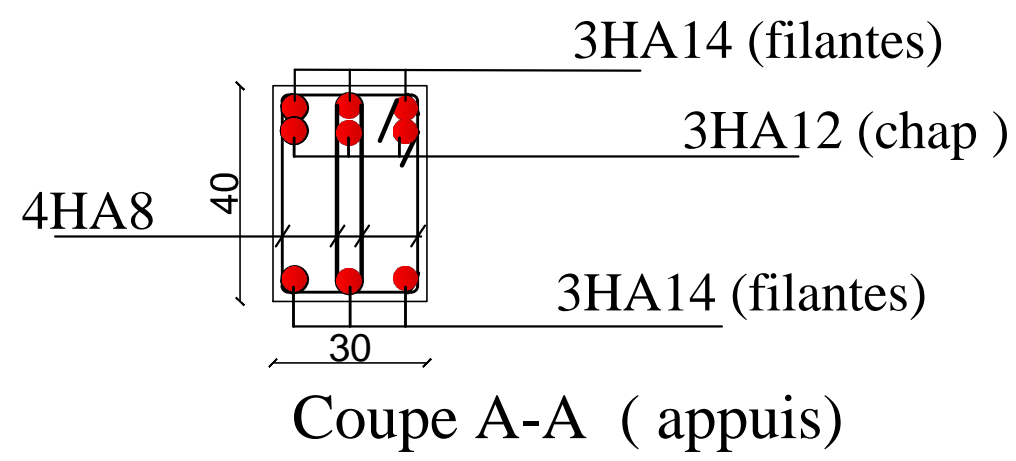
Mme: YAHIAOUI

FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

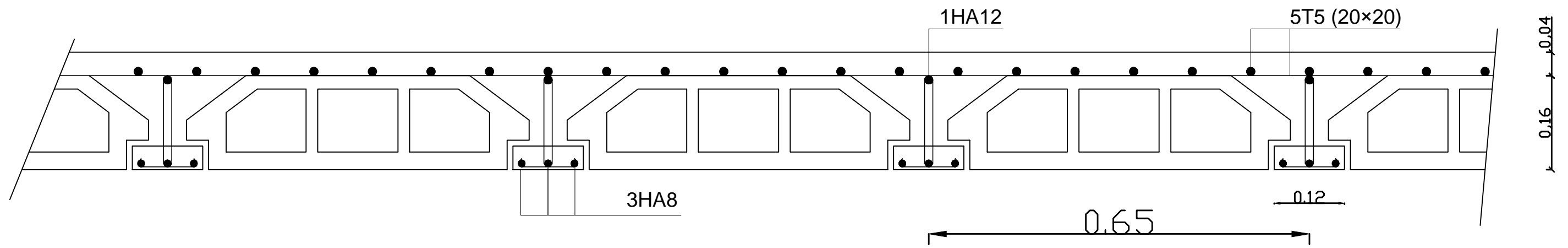
2018/2019



FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES



| | | | |
|----------------------|---|--------------------------------|-----------|
| <u>Présenté par:</u> | Mr: TAHROUR KHALED Mr: ZERAOUI NAFAA | FERRAILLAGE DES POUTRES | 2018/2019 |
| <u>Encadré par:</u> | Mme: YAHIAOUI | | |



Présenté par:

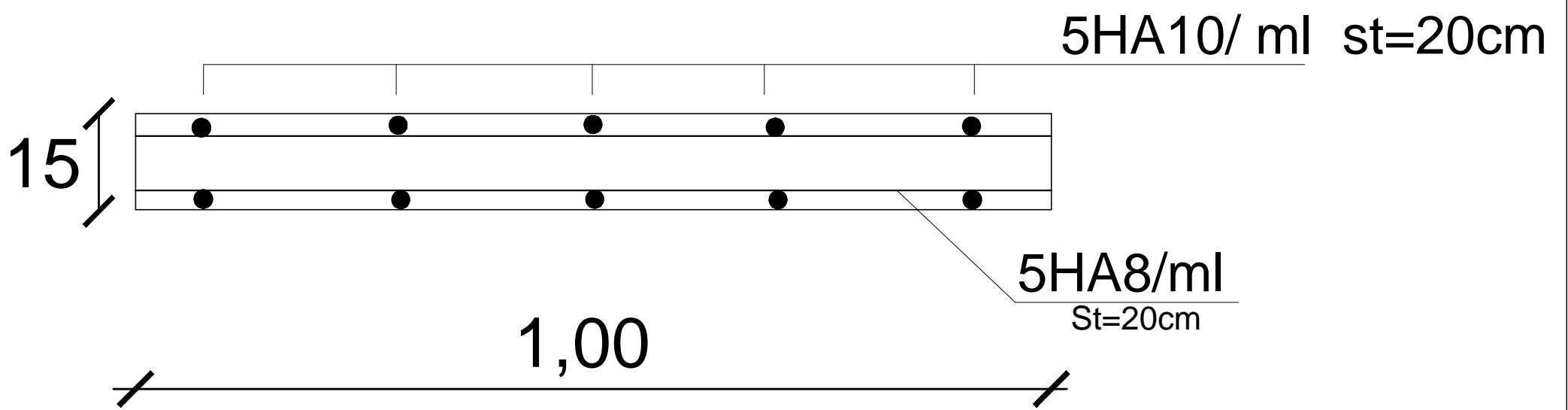
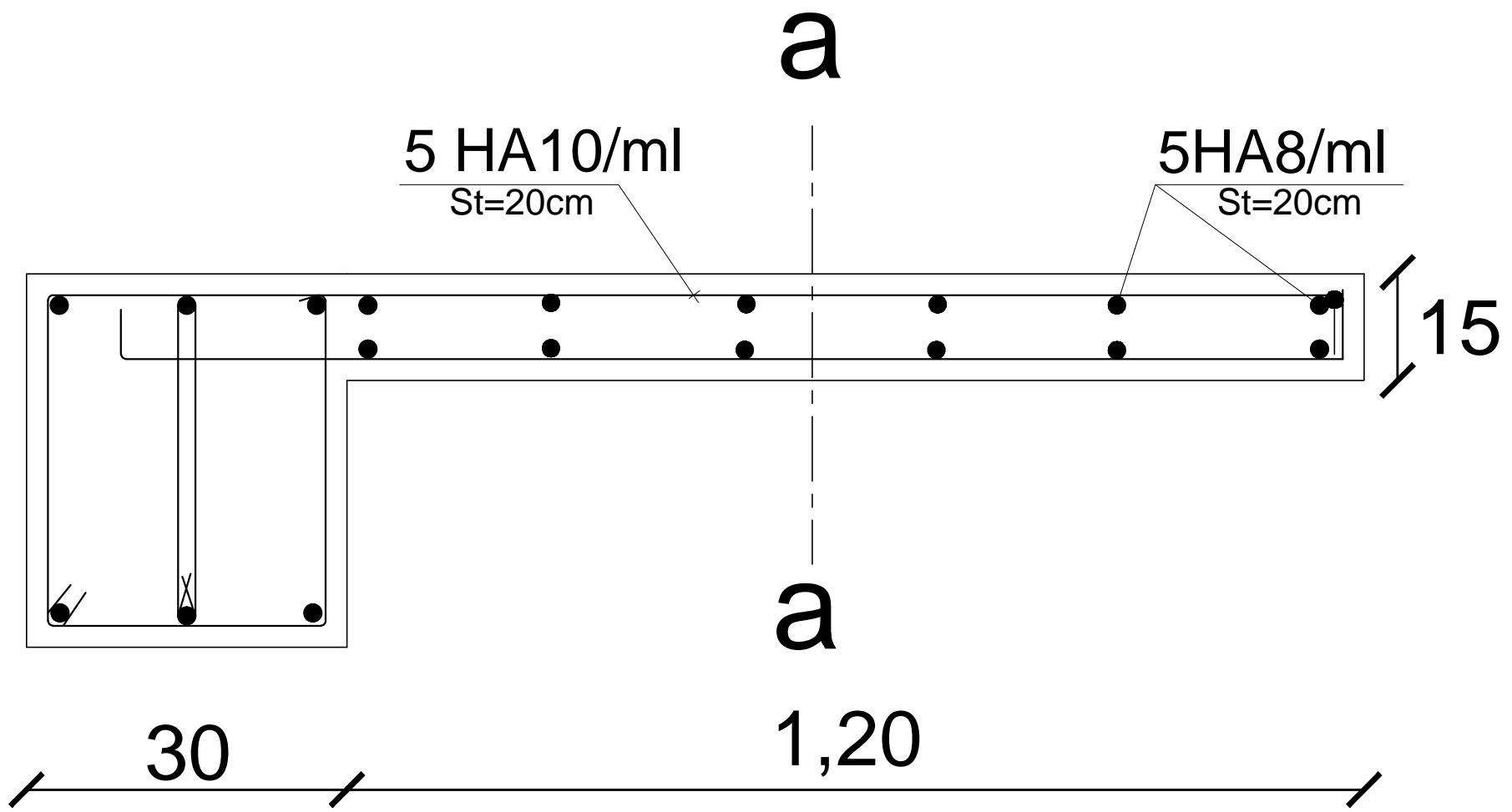
Mr: TAHROUR KHALED
Mr: ZERAOUI NAFAA

Encadré par:

Mme: YAHIAOUI

- FERRAILLAGE DU PLANCHER -

2018/2019



Coupe a-a

Présenté par:

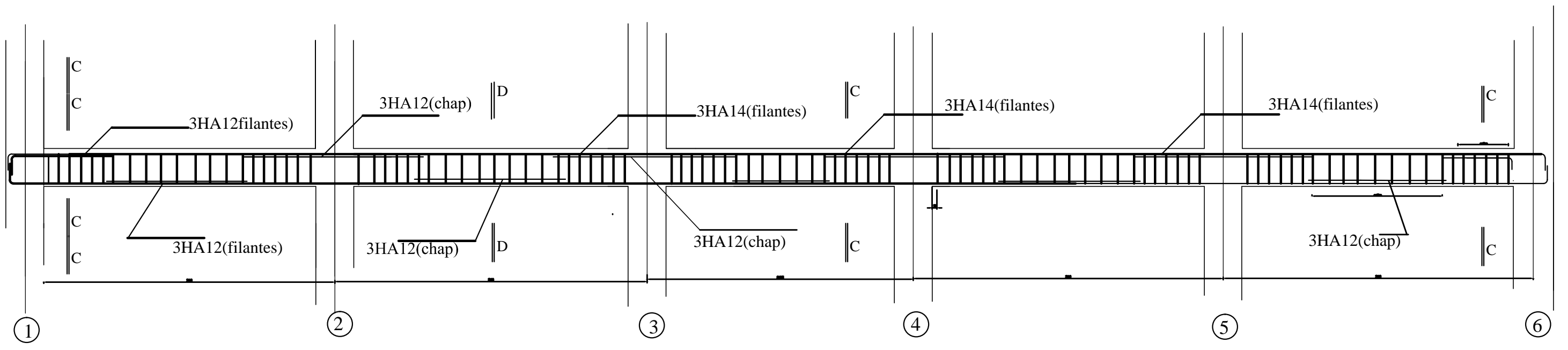
Mr: TAHROUR KHALED
Mr: ZERAOUI NAFAA

Encadré par:

Mme: YAHIAOUI

FERRAILLAGE DU BALCON

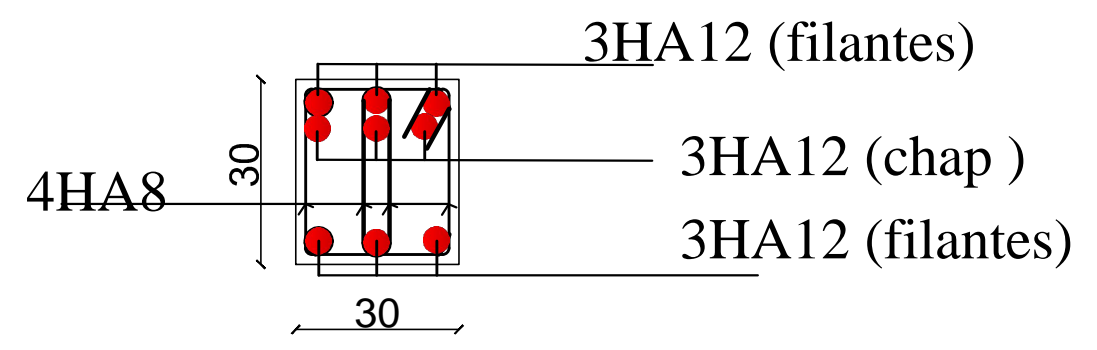
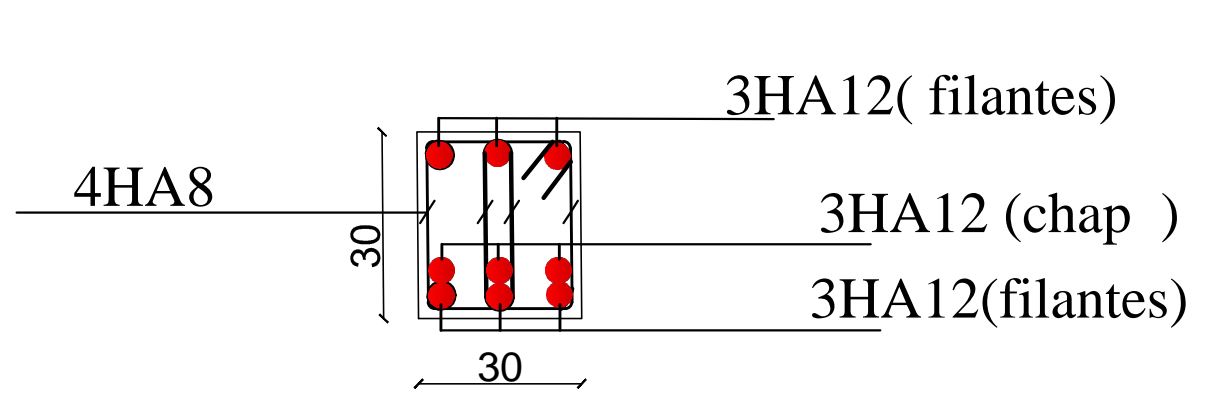
2018/2019



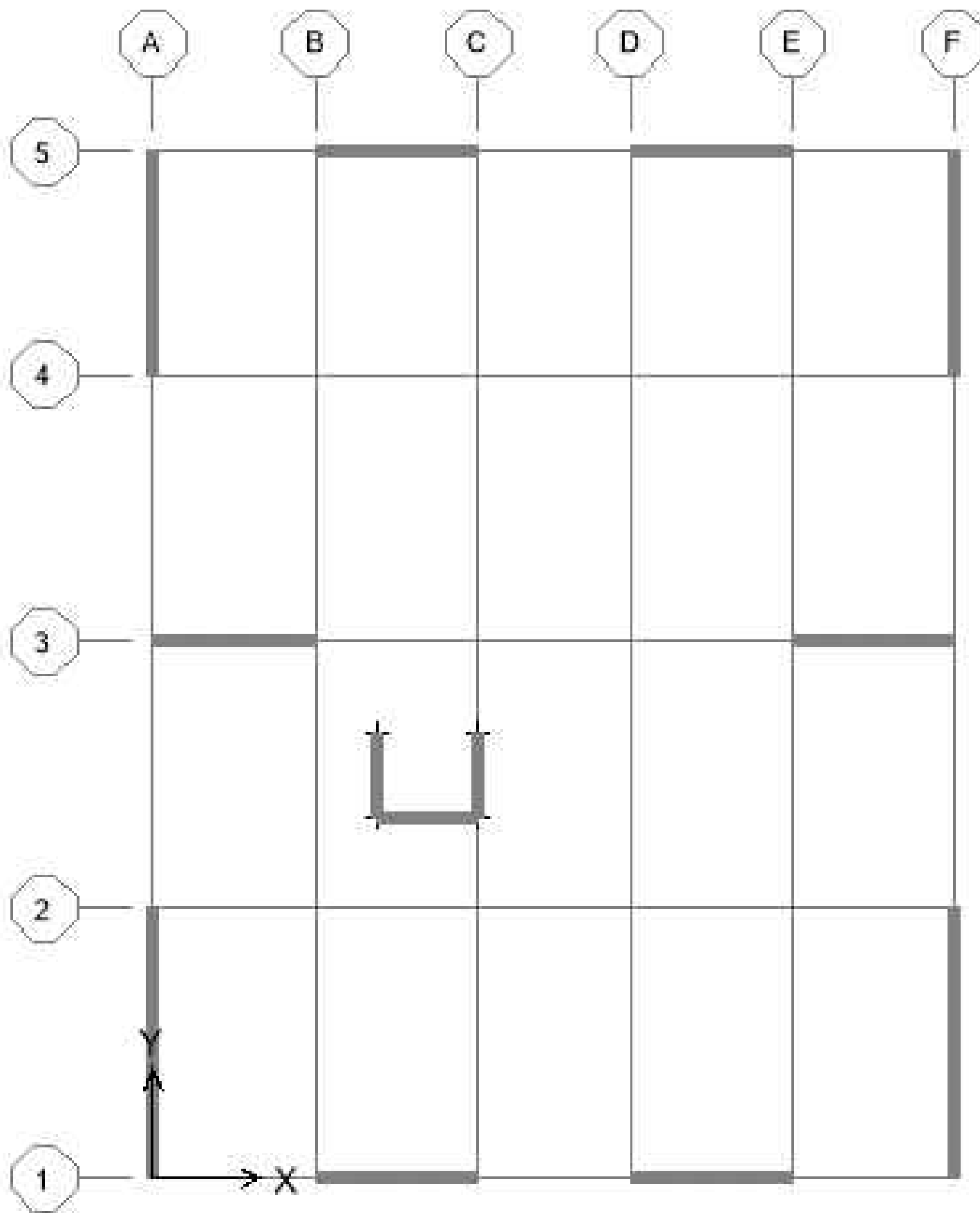
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

Coupe D-D(travée)

Coupe C-C(appuis)



| | | | |
|----------------------|---|--------------------------------|-----------|
| <u>Présenté par:</u> | Mr: TAHROUR KHALED Mr: ZERAOUI NAFAA | FERRAILLAGE DES POUTRES | 2018/2019 |
| <u>Encadré par:</u> | Mme: YAHIAOUI | | |



disposition des voiles

Présenté par:

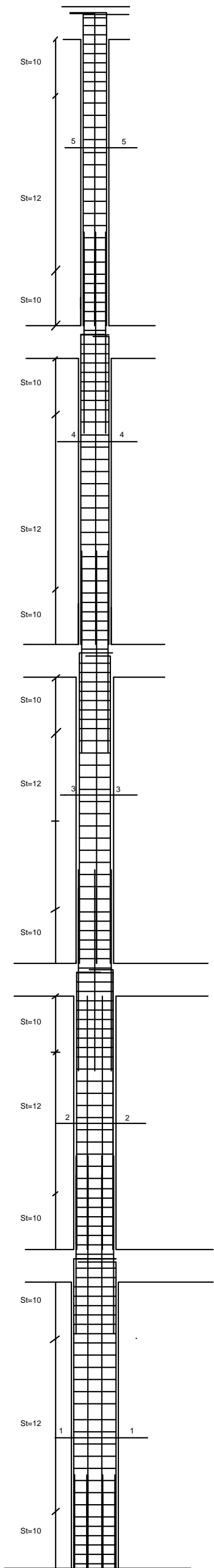
Mr: TAHROUR KHALED
Mr: ZERAOUI NAFAA

Encadré par:

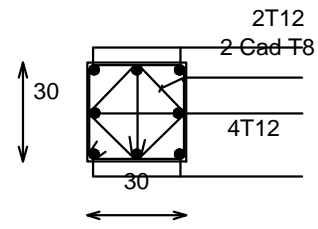
Mme: YAHIAOUI

DISPOSITION DES VOILES

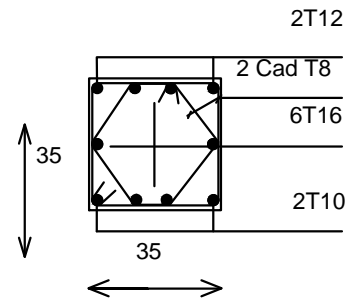
2018/2019



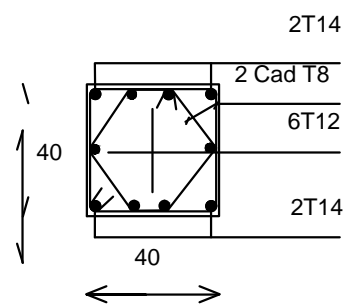
Coupe 5-5



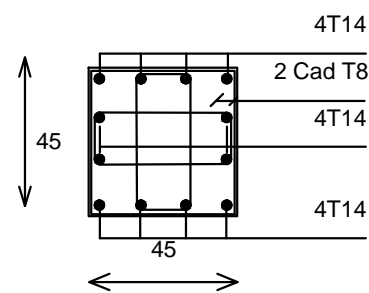
Coupe 4-4



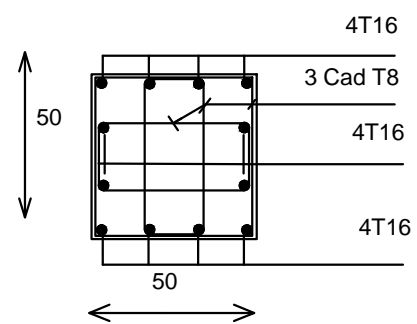
Coupe 3-3



Coupe 2-2



Coupe 1-1



Présenté par:

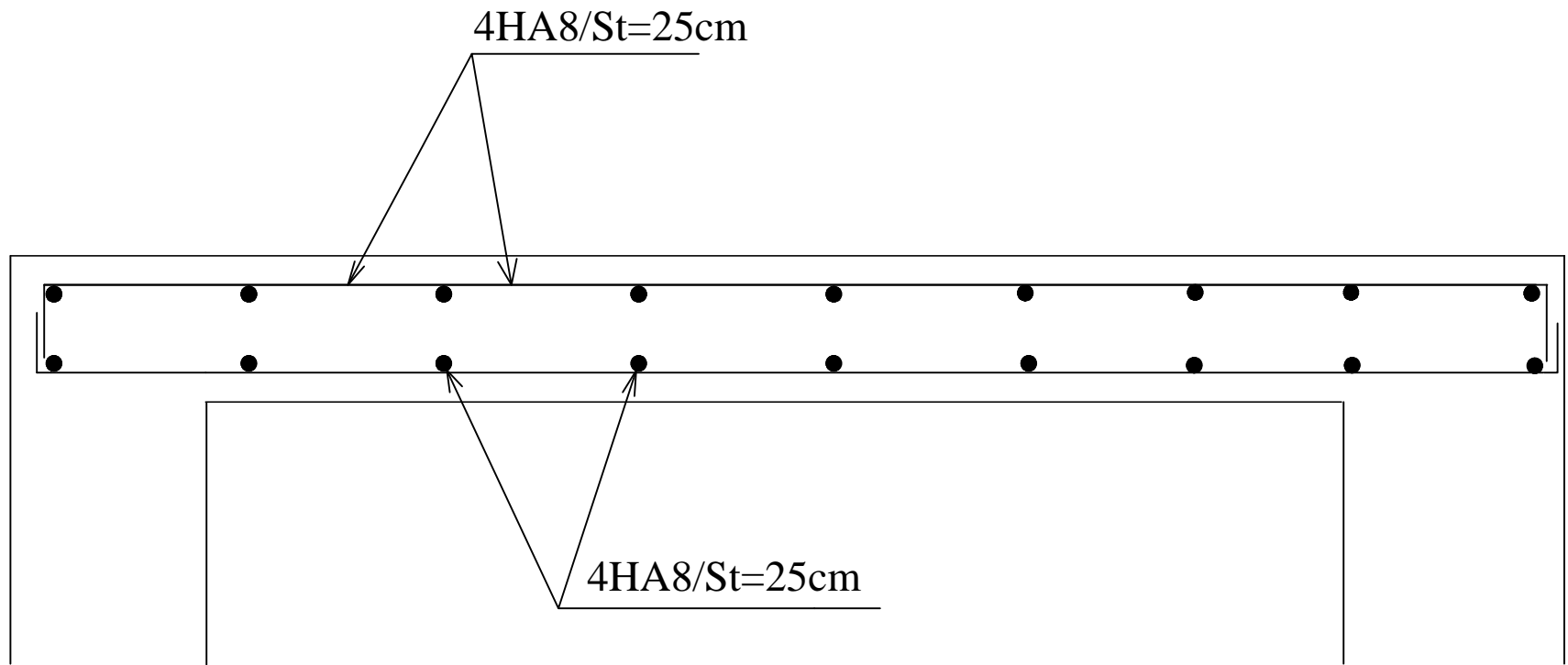
Mr: TAHROUR KHALED
Mr: ZERAOUI NAFAA

Encadré par:

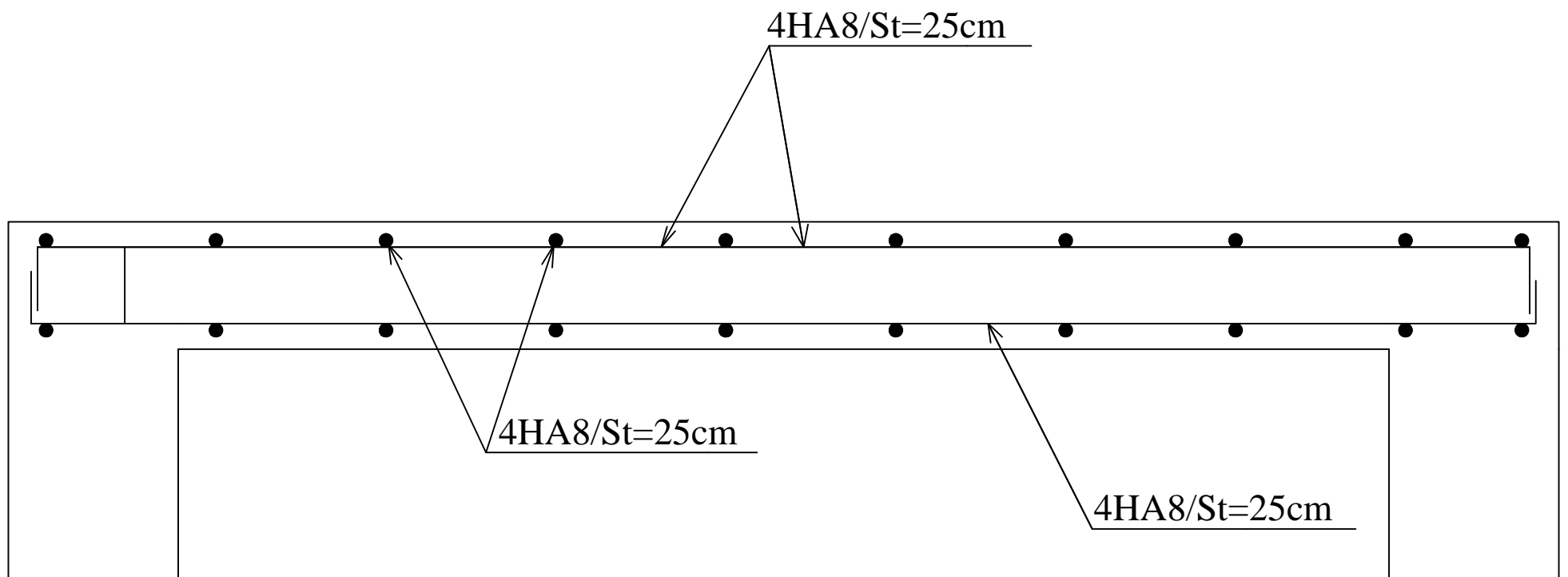
Mme: YAHIAOUI

FERRAILLAGE DU POTEAU

2018/2019



Ferrailage suivant x-x



Ferrailage suivant y-y

| | | | |
|---------------|---|---------------------------------------|-----------|
| Présenté par: | Mr: TAHROUR KHALED Mr: ZERAOUI NAFAA | FERRAILAGE DE LA SALLE MACHINE | 2018/2019 |
| Encadré par: | Mme: YAHIAOUI | | |

CONCLUSION

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : ETABS version 9.7 que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

En somme, nous espérons que ce modeste travail pourra offrir un plus aux promotions futures.