

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

***En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Construction Civile et Industrielle***

Thème

***Etude d'un bâtiment(R+5+2S-Sol+charpente) à
usage multiple Contreventé par voiles.
Avec l'application ETABS 9.7***

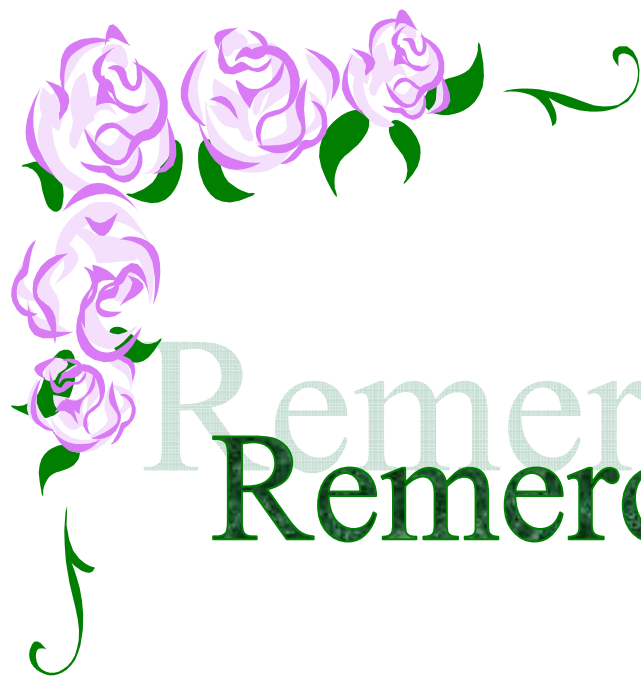
Réalisé par :

**Mr. AMARI AMAR
Mr. BOUARABA REZKI**

Dirigé par:

M^{me} . KHELOUI.F

Promotion 2018/2019



Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous remercions **ALLAH** le tout puissant de nous accordé d'avoir accompli ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Nous somme également très reconnaissants à notre promotrice M^{me} KHELOUI, de nous avoir suivis et orienté durant l'élaboration de ce mémoire.


Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous les personnels du département de génie civil, et aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.




Dédicaces


Je dédie ce lapidaire travail :


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

 *À mes très chers frères et sœurs.*

 *À toute ma famille sans exception.*

 *À tous mes amis .*

 *À toute la promotion Master 2 professionnelle (CCI 2018-2019)*

 *En fin, je remercie mon binôme REZKI qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

AMAR.

Dédicaces

Je dédie ce lapidaire travail :

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

✚ *A mes très chers frères et sœurs.*

✚ *A toute ma famille sans exception.*

✚ *A tous mes amis .*

✚ *A toute la promotion Master 2 professionnelle (CCI 2018-2019)*

✚ *En fin, je remercie mon binôme AMAR qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

REZKI.

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1- Introduction :	1
I.2- caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I.3- Les éléments de l'ouvrage	1
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Introduction :	9
II.1- les planchers	9
II.2- les poutres	10
II.3 -Les voile	11
II.4- Les poteaux	13
II.5 - Vérification des règles de RPA 99 / 2003	20
II.6 - Vérification des poteaux en flambement	20

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1- Les escaliers	22
III.2-Les poutres palières	54
III.3-Calcul des planchers	65
III .4 -Les Balcons	81
III .5- Calcul de la charpente	86

Chapitre IV : Modélisations et vérification les exigences de l'RPA

Introduction	91
IV.1-Principes de la MEF	91
IV.2 Présentation du logiciel ETABS	91
IV.3-Manuel d'utilisation de L'ETABS	91
IV.4-Justification de l'interaction portiques-voiles	103
IV.5-Vérification de l'effort tranchant à la base	103
IV.6-Vérification de l'effort normal réduit	108
IV.7-Vérification des déplacements latéraux inters étages	108
IV.8-Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	110
IV.9-Vérification au renversement	111

Chapitre V : Ferrailage des poutres

Introduction	112
V.1- Recommandations du RPA99 version 2003	112
V.2- Étape de calcul des armatures longitudinales	112
V.3- Vérification à l'ELU	117
V.4- Vérification à l'ELS	119

Sommaire

Chapitre VI : Ferrailages des poteaux

Introduction	124
VI.1- Recommandations de l'RPA	124
VI.2-Calcul à l'ELU	127
VI.3- Vérification à l'ELU	130
VI.4-Vérification à l'ELS	133

Chapitre VII : Ferrailage des voiles

Introduction	137
VII.1-Comportement d'un voile	137
VII.2- Exposé de la méthode des bandes	137
VII.3 - Exigences de RPA 99 révisé 2003	140
VII.4-Disposition constructives	141
VII.5-Vérification des contraintes limites de cisaillement (Art 7.7.2 RPA99/2003 ...	141
VII.6-Vérification à l'ELS	142

Chapitre VIII : Etude de L'infrastructure

Introduction.....	149
VIII.1- Étude du sol de fondation	149
VIII.2- Calcul du radier général	152
VIII .3- Vérification à l'ELS	160

Chapitre IX : Mur plaque

Introduction.....	167
IV.1-Pré dimensionnement du mur plaque	167
IV.2-Ferrailage de mur plaque	169
IV.3-Vérification à l'ELU	170
IV.4-Vérification à l'ELS	171

Conclusion générale.

Bibliographie.

Introduction

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois par leur importances des destructions massives.

Le dernier séisme du 21 mai 2003, qui a touché la région centre du pays (Boumèdes, Alger et Tizi – ouzou) on est un exemple très probant. D'énormes pertes tant humaines que matérielles ont été déplorées.

L'impérieuse nécessité de se doter, de nouvelles mesures parasismiques actualisées (règlement parasismique algérien version 2003), pour faire face au danger sans cesse grandissant que représente la haute sismicité du sol algérien sur le tissu urbain, en plein expansion, s'est révélée d'une importance primordiale.

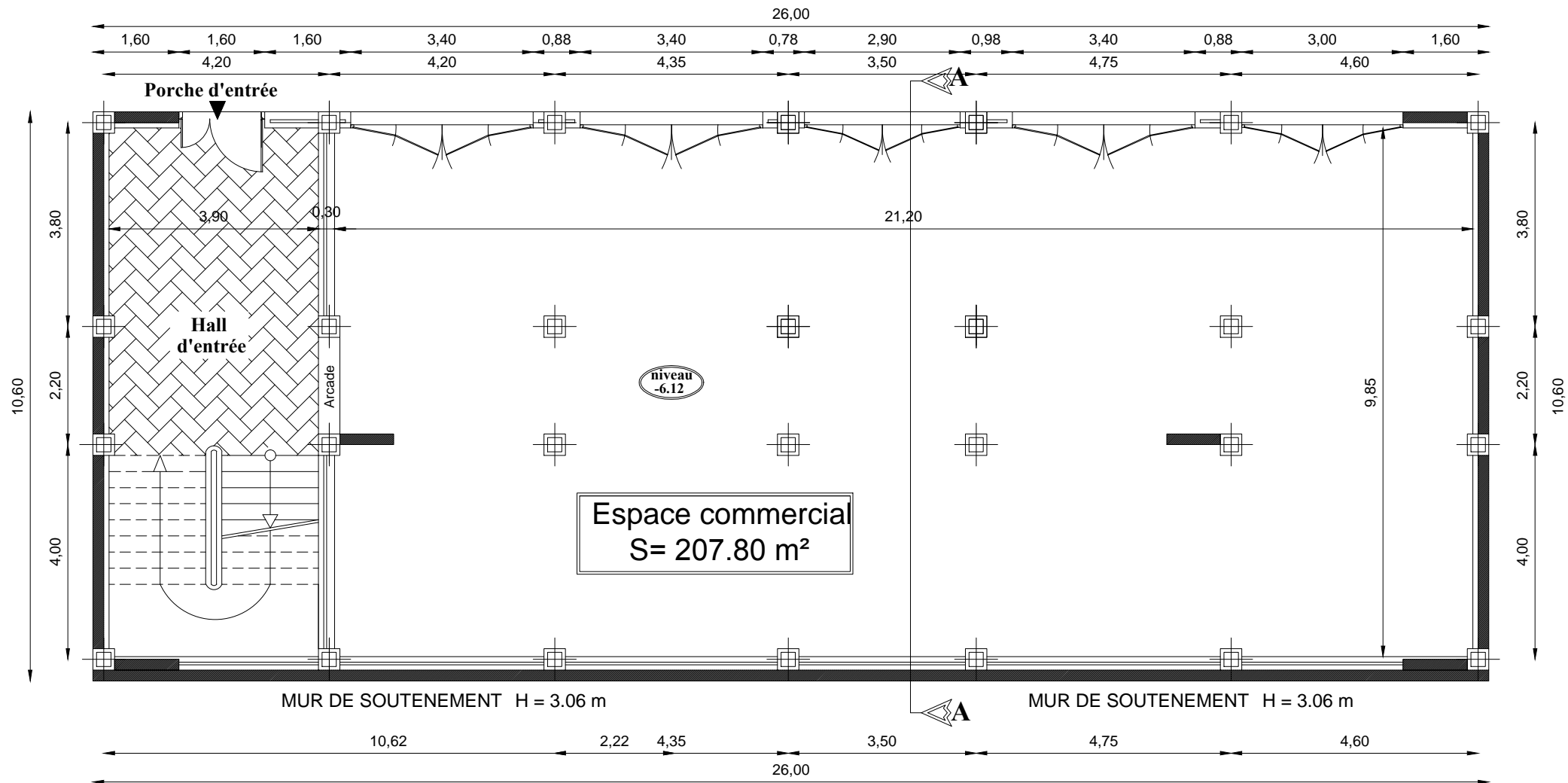
Pour cela l'élaboration d'un ouvrage parasismique doit comporter deux aspects principaux :

- ✚ La prévision de l'ampleur des manifestations sismiques attendues sur le site.
- ✚ La destination de l'ouvrage.

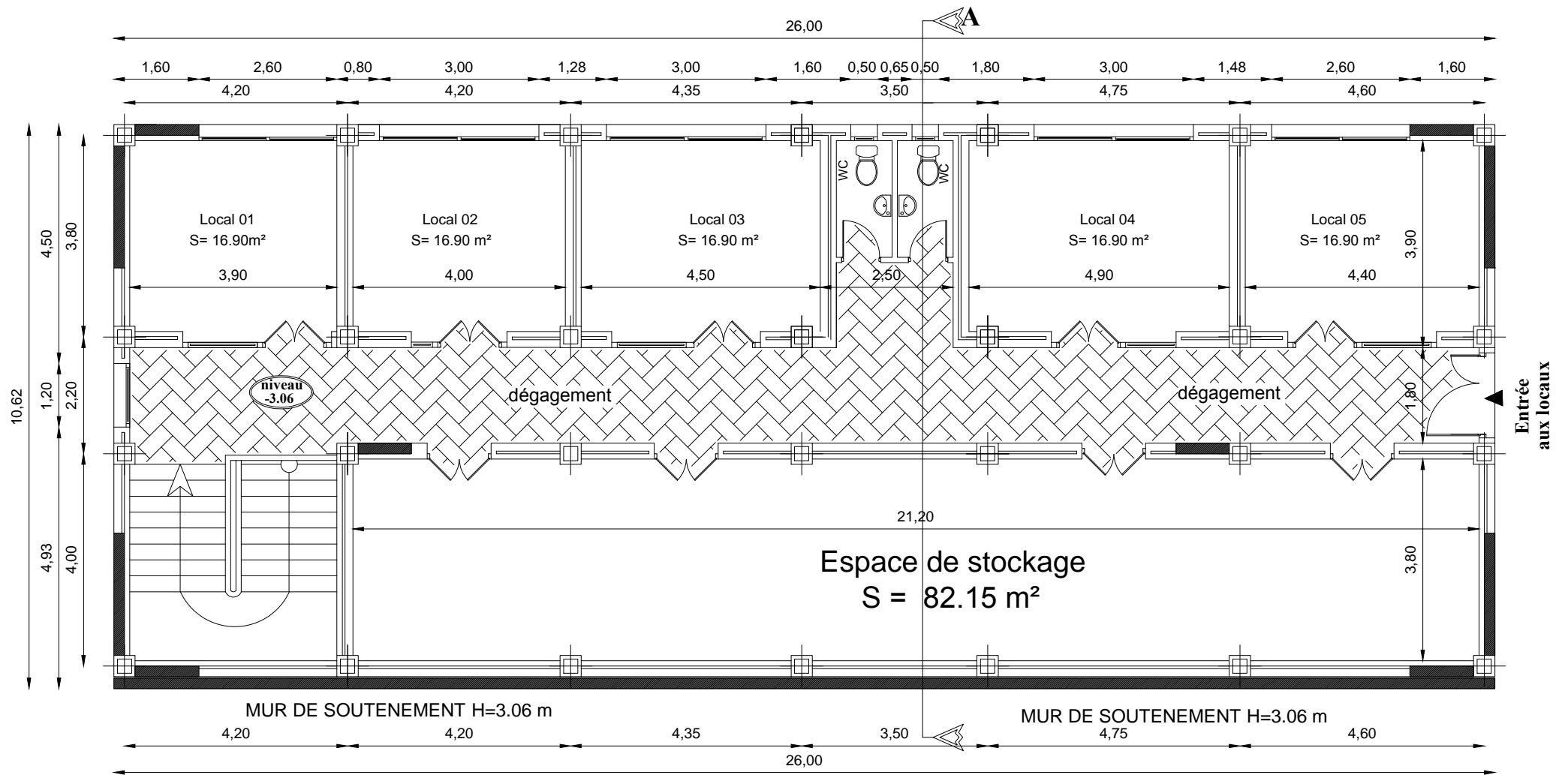
L'ingénieur en sa qualité de cheville ouvrière dans ce domaine et de par sa responsabilité dans la sécurité publique et la préservation du potentiel économique, doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions qui s'imposent afin d'éviter ou minimiser les dégâts.

Plans

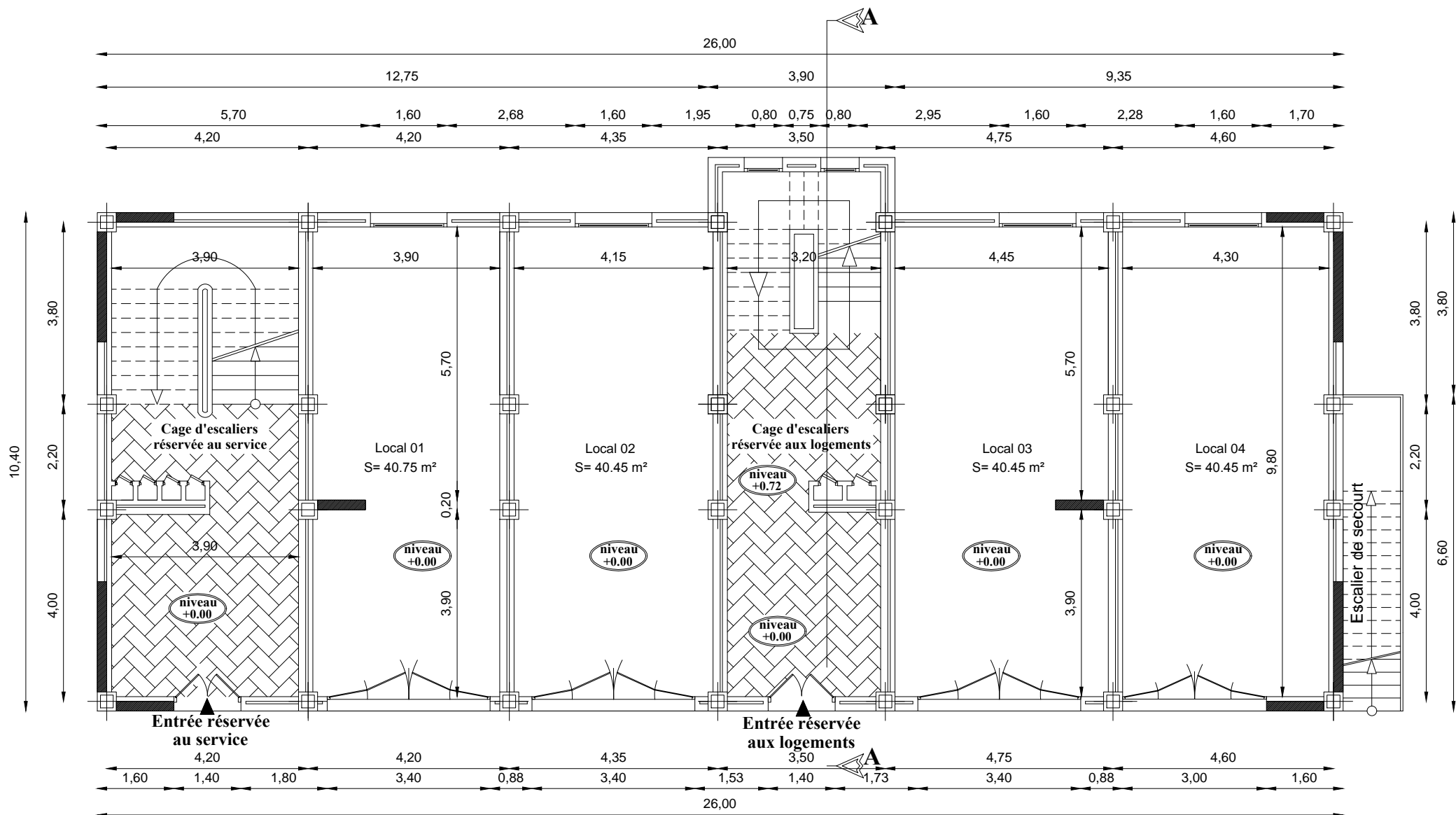
D'Architecture



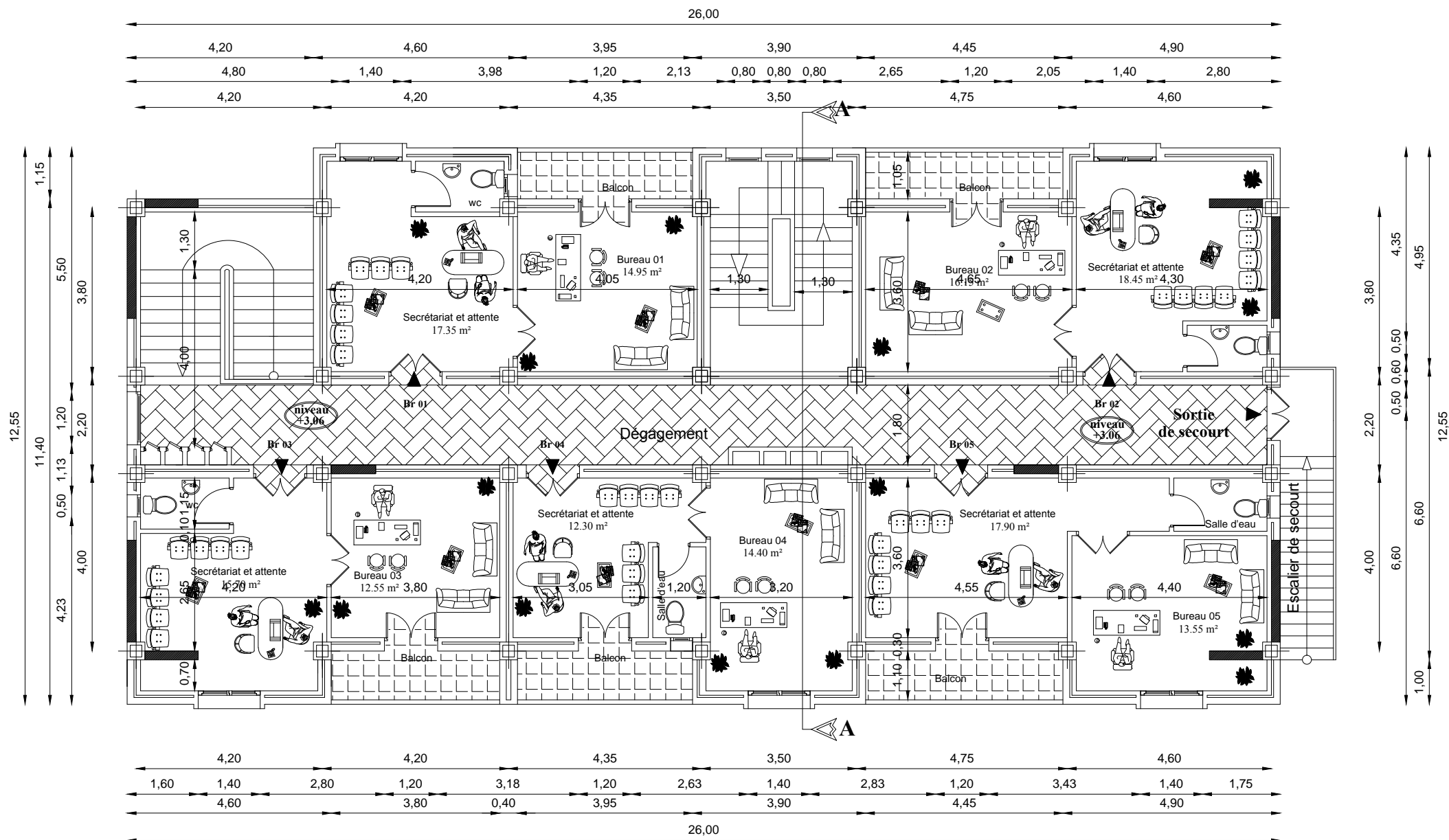
PLAN SOUS SOL 02



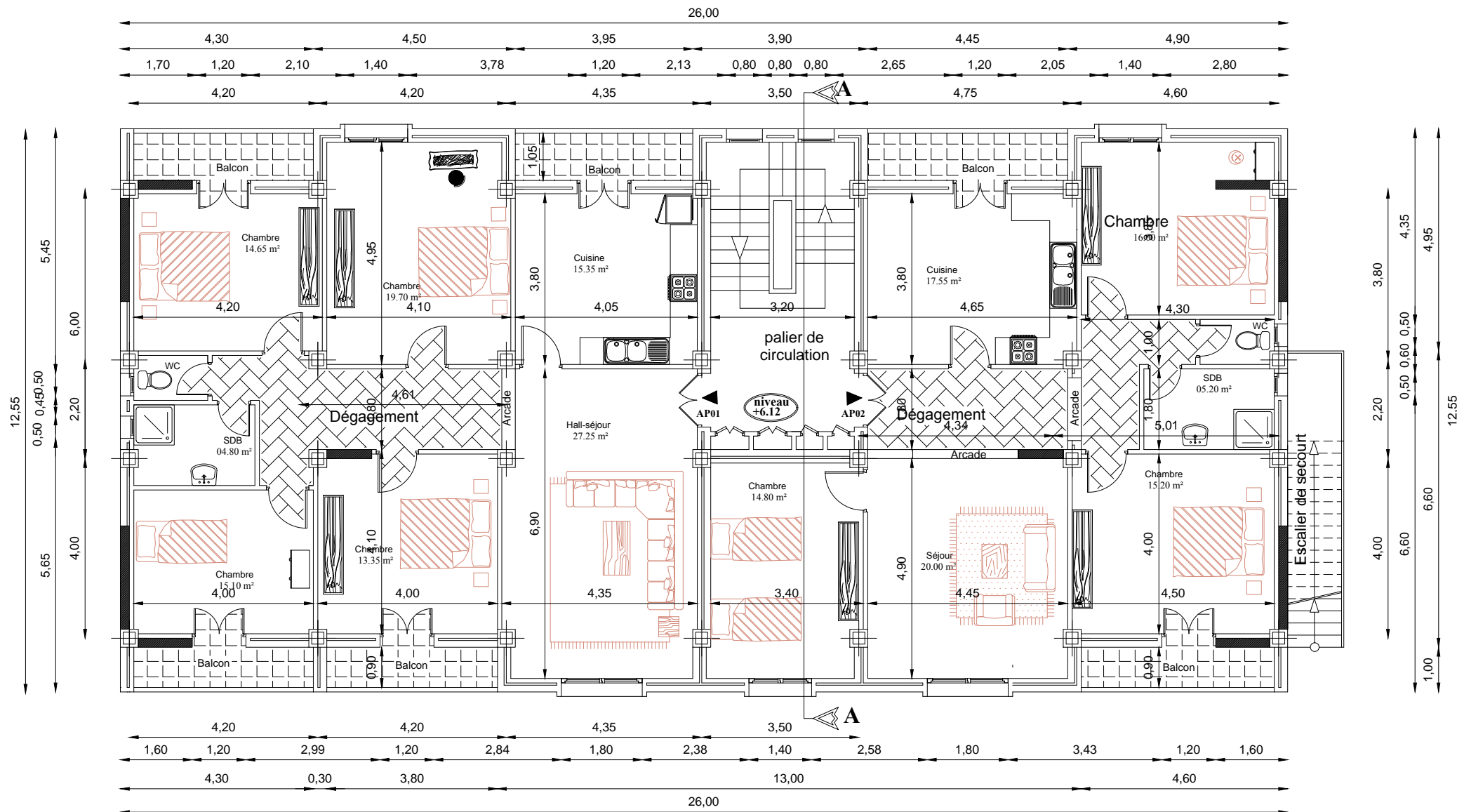
PLAN SOUS SOL 01



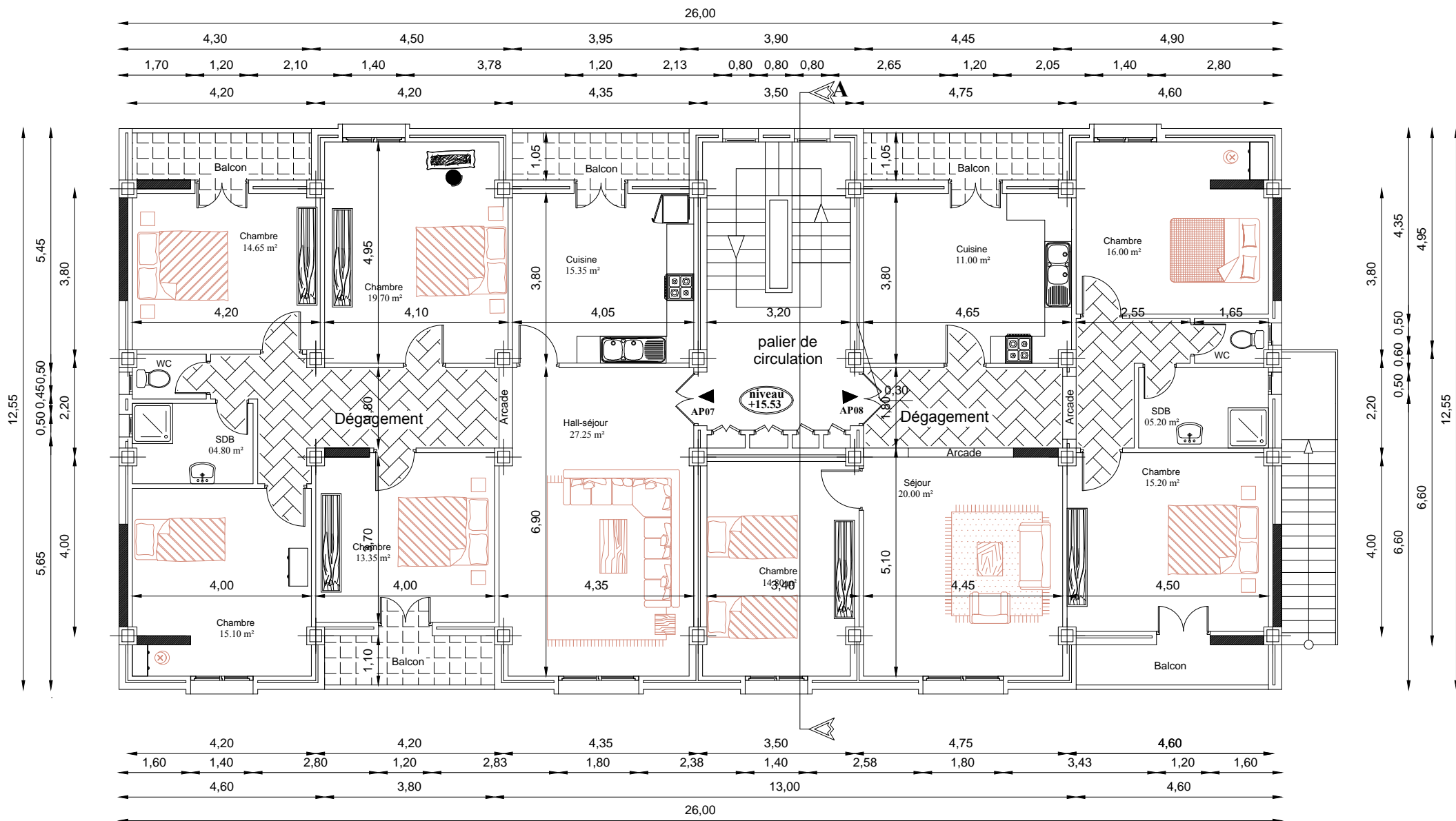
PLAN DE RDC



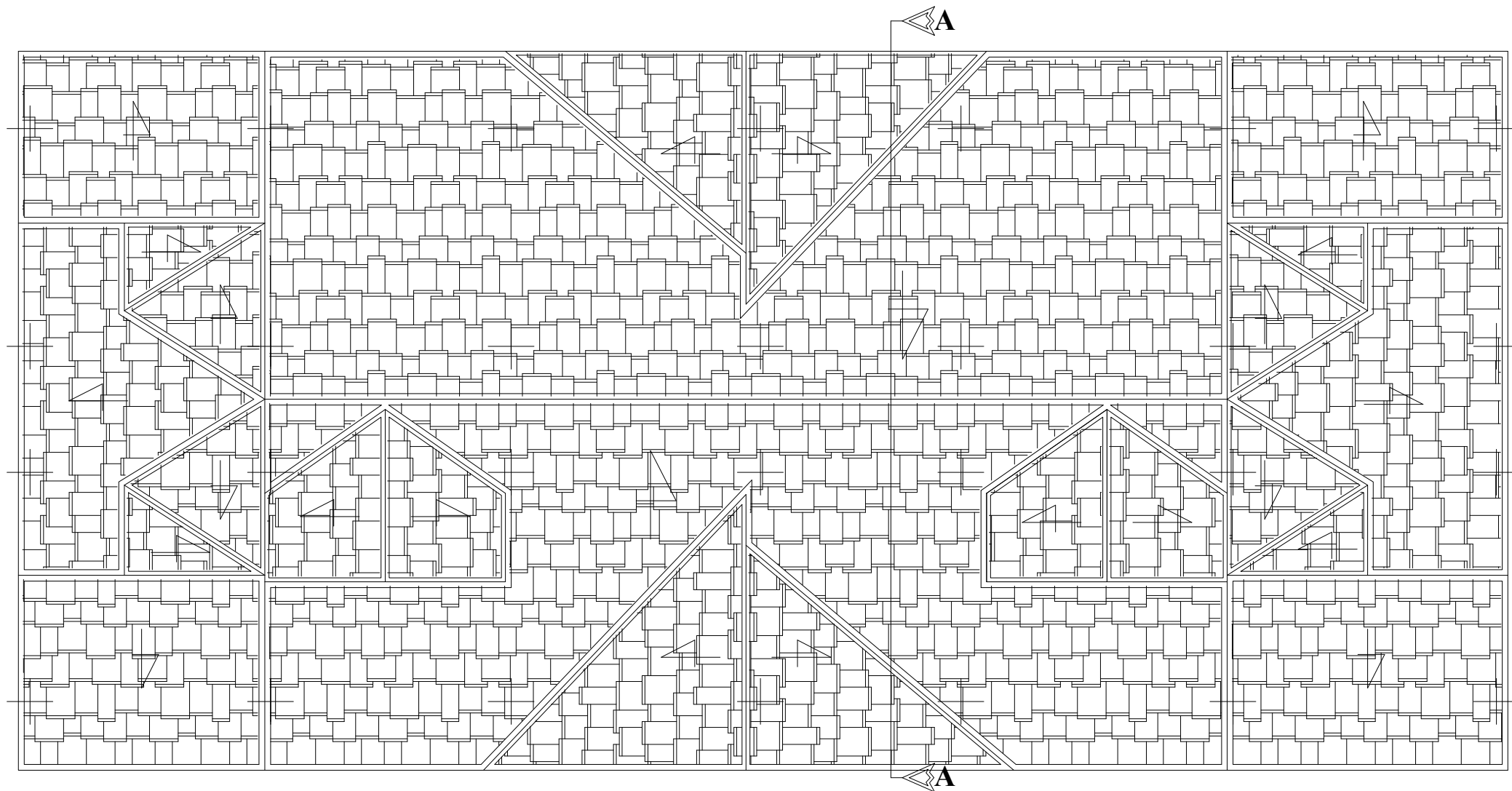
PLAN ETAGE 01



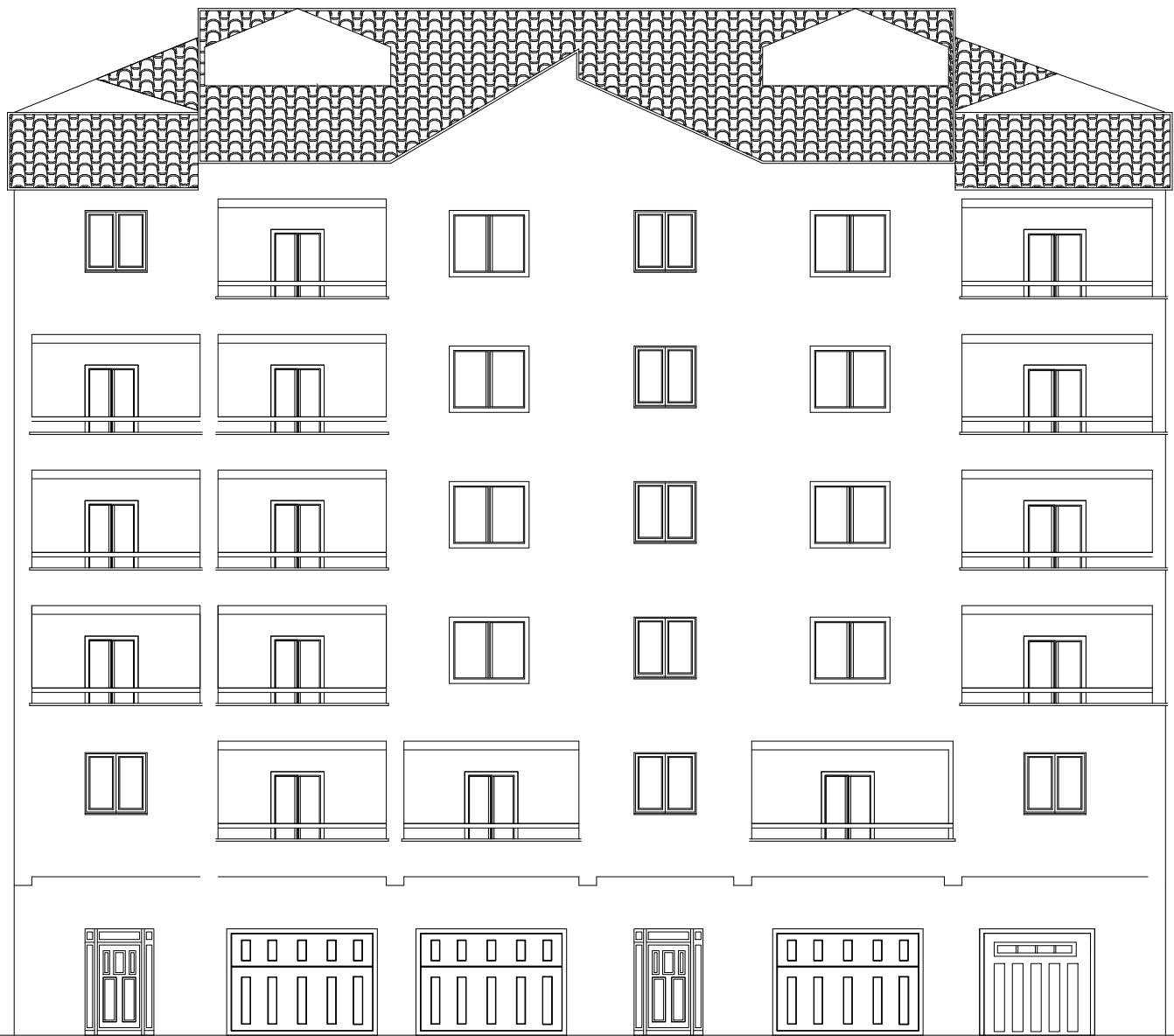
PLAN ETAGE 02, 03 et 04



PLAN DU DERNIER ETAGE 05



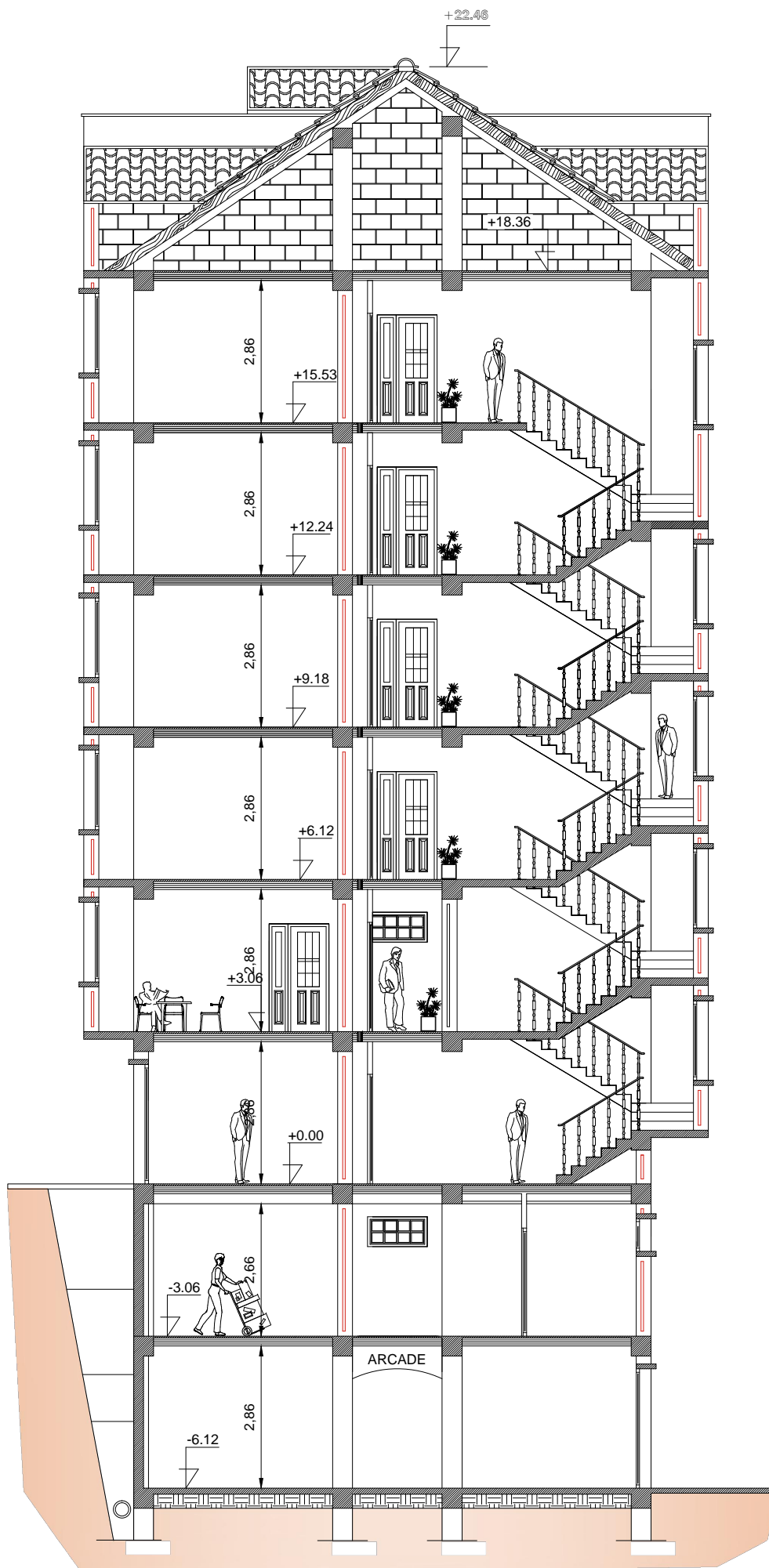
PLAN DE TOITURE



FACADE PRINCIPALE



FACADE POSTERIEURE



COUPE AA

Chapitre I

Présentation et description de l'ouvrage

I.1- Introduction :

Notre projet consiste à l'étude d'un (R+5+2SSOL+une charpente) à usage commercial, bureaux et habitation, qui sera implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU commune DRAA EL MIZAN classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone moyenne sismicité (zone IIa), et considérée comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2). Cet ouvrage est composé de ;

- ✓ Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- ✓ Deux SSOL à usage commercial.
- ✓ Un étage de service.
- ✓ Quatre étages courants à usage d'habitation.
- ✓ Trois cages d'escaliers.
- ✓ Une toiture en tuile.

I.2- caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- ✓ La hauteur totale de bâtiment : 23,18 m
- ✓ La hauteur de bâtiment sous toiture : 19,08 m
- ✓ La hauteur de RDC : 3,06
- ✓ La hauteur des étages courants : 3,06 m
- ✓ La hauteur de comble : 4,10 m
- ✓ La longueur totale de bâtiment : 26,00 m
- ✓ La largeur totale de bâtiment : 12,55 m

I.3- Les éléments de l'ouvrage :

1- L'ossature : l'ossature est composée de ;

- Portiques (Poteaux et Poutres).
- Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens.

2- Plancher :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations. Les planchers assurent les fonctions:

- ✓ **Fonction de résistance mécanique :** le plancher est supposé infiniment rigide dans le plan horizontal. Son rôle est de reprendre puis transmettre les charges verticales aux éléments porteurs horizontaux (poutres).
- ✓ **Fonction d'isolation :** les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Les différents type de plancher ;

- ❖ **Les planchers à corps creux sont constitués de :**

- ✓ **Nervures** : Appelé poutrelles. Elles reposent à leurs extrémités sur les poutres principales et reprennent la totalité des charges permanente et les charges d'exploitations.
- ✓ **Remplissage en corps creux** : Il se met entre les poutrelles, il est utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- ✓ **Dalle de compression en béton** : Dalle en béton de 4cm à 5cm, armé d'un quadrillage d'armature pour limiter les risque de fissuration .Résiste aux efforts de charge appliqués et réalise un effet de répétition entre les poutrelles.

❖ Dalles pleines :

La dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulée sur un coffrage plat, reposant sur des appuis. Le diamètre des armatures et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Dans notre structure on a utilisé ce type de plancher au niveau (les paliers, les volées et les balcons).

3- Maçonnerie :

Pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- ✓ **Les murs extérieurs** sont réalisés en double cloison de briques de 10 cm séparés d'une lame d'air de 5 cm au total on aura un mur de 25 cm d'épaisseur.
- ✓ **Murs de séparation intérieurs** sont réalisés en une simple cloison de briques creuse de 10 cm d'épaisseurs.

4- Revêtement : il sera réalisé en :

- ✓ Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Céramique pour les salles d'eau et la cuisine.
- ✓ Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- ✓ Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

5- Les escaliers :

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment.

6- La charpente :

Assemblage de pièces de bois qui servent de squelette et de support de couverture de toit. Elles forment une pente de 45%. Elle est constitué de deux versants, chacun se compose de :

- ✓ **La ferme** : elle est de forme triangulaire. Elle sert à transmettre le poids de la toiture aux éléments porteurs verticaux.
- ✓ **Panne** : elle s'appuie sur la ferme. Il existe trois types de panne : panne faîtière, pannes intermédiaires et panne sablière.
- ✓ **Chevrans** : fixés sur les pannes, ils servent de support aux matériaux de couverture.

7- La toiture :

C'est une surface ou couverture permettant principalement de protéger l'intérieur des édifices contre l'infiltration d'eau lors des intempéries et l'humidité. Elle est en tuiles de terres cuites.

8- Les fondations:

La fondation est un ouvrage d'infrastructure. Son ancrage dans le sol assure la stabilité du bâtiment. Son rôle est de fournir des appuis capables de supporter les charges de la superstructure et de les transmettre au sol. Pour assurer cette fonction, les fondations doivent :

- ✓ Être liaisonnées avec la structure (ferraillage, platines d'ancrage).
- ✓ Être rigides de par leurs dimensions et leur ferraillage.
- ✓ transmettre les charges au "bon sol"

Remarque : le type de fondation de notre structure sera défini après l'étude du sol.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I.4. 1- Le béton :****I.4. 1.1- Généralité :**

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) de l'eau de gâchage et des adjuvants.

Le béton est caractérisé par sa résistance mécanique à 28 jours, cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage du ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

Ce dernier doit être conforme aux normes du **BAEL91 modifié 99** et/ou règlement parasismique Algérien **RPA modifié 2003**

Le béton ordinaire se présente physiquement par une composition hétérogène établie avec une quantité équivalente à 1m³.

I.4. 1.2- caractéristiques physiques et mécaniques :**1) Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance Caractéristique à la compression, notée f_{c28} . Elle est mesurée à partir des essais de compression axiale de cylindres droits.

Lorsqu'une sollicitation s'exerce sur un béton dont l'âge de (j) jours inférieur ou égale à 28 jours ($j \leq 28$ jours), sa résistance caractéristique à la compression est définie par :

[BAEL91mod99/A2.1.11]

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

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

[RPA99v2003 /A.7.2.11].

Dans ce projet, la résistance caractéristique du béton à 28jours est égale à : **$f_{c28} = 25\text{MPa}$**

2) Résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad [\text{BAEL91mod99/A2.1.12}]$$

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

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

3) Les contraintes admissibles du béton (f_{bc}) :

✓ A l'ELU :

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule suivante:

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art .A.4.3 ; 41 BAEL 91})$$

θ : est le coefficient de la durée d'application de la combinaison d'action.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } t > 24 \text{ h} \\ 0,9 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } 1 \text{ h} < t < 24 \text{ h} \\ 0,85 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } t < 1 \text{ h} \end{cases}$$

Où f_{bc} : est la contrainte admissible du béton à la compression

γ_b : est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Cas courant :**

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $\theta = 1$

On aura : $f_{bc} = \frac{0,8 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$

- **Cas accidentel :**

$\gamma_b = 1,15 \longrightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

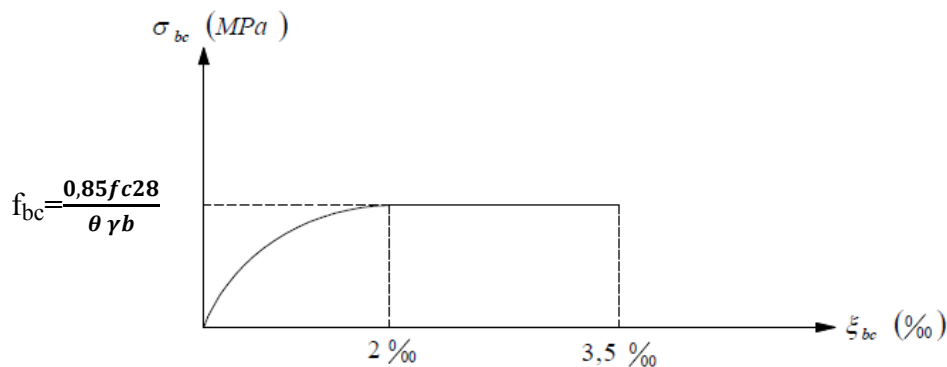
Diagrammes des contraintes-déformations à l'ELU :

Fig-I.1 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

A L'ELU c'est un diagramme non linéaire, dit diagramme (parabole- rectangle)

✓ **A L'ELS:**

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$ [MPa] pour $f_{c28} = 25$ MPa on aura ;

$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15$ MPa

Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS

La courbe est linéaire car la phase à cet état est toujours élastique.

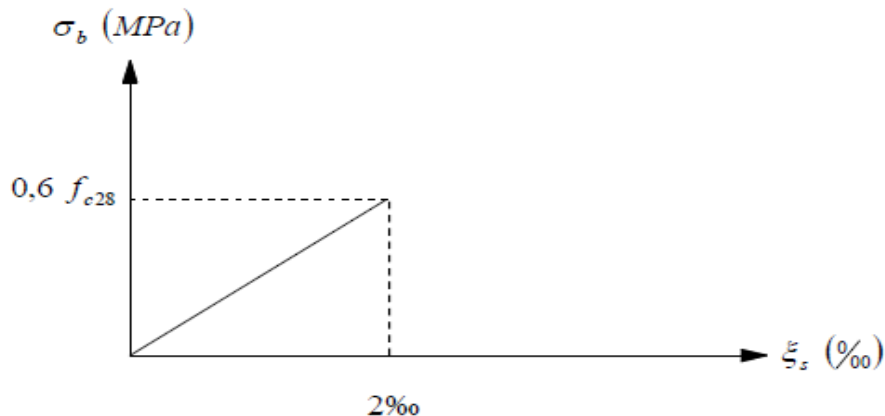


Fig I.2 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

4) Contrainte de cisaillement ultime :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad [\text{Art A.5.1 BAEL91}]$$

Avec : V_u : l'effort tranchant.

b : largeur de la section considérée.

d : la hauteur utile ($d = h - c$).

Cette valeur ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

✓ $\tau_u \leq \min \left\{ 0,20 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa} \right\}$ cas de fissuration non préjudiciable.

✓ $\tau_u \leq \min \left\{ 0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa} \right\}$ cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

5) Module de déformation longitudinale du béton (E_{ij}) :

La connaissance de module d'élasticité est nécessaire pour le calcul des déformations d'un ouvrage. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

✓ **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad [\text{Art A.2.1.21 BAEL91 mod99}]$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa $\longrightarrow E_{ij} = 32164,195$ MPa

✓ **Module de déformation différée :**

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ [MPa]} \quad [\text{Art A.2.1.21 BAEL91 mod99}]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$

6) Module de déformation transversale du béton noté (G):

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ [MPa]} \quad \text{ou } E : \text{ le module de Young}$$

ν : Coefficient de Poisson

✓ **Coefficient de poisson :**

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale à : [Art A2.1.3BAEL91mod99]

- $\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations
- $\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations

I.4.2 Les Aciers :**I.4.2 .1- Généralités**

Le béton est connu comme matériau travaillant très bien en compression mais faible en traction, pour cela on utilise des aciers afin de reprendre les efforts de traction.

Les aciers sont caractérisés par leurs nuances et leurs modules d'élasticité, dans notre cas les aciers utilisés sont :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Acier en barres	Haute adhérence FeE400	HA	400	1.6	1.5
Acier en Treillis	Treillis soudés Φ 5	TS	520	1.3	1

Tab I.1 : caractéristique des aciers utilisés

I.4.2 .2- Caractéristiques des aciers :**1) Le module d'élasticité longitudinale (E_s) :**

Le module d'élasticité longitudinale sera pris égal à $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$ pour tous les aciers utilisés, conformément à la réglementation du [Art A.2.2.1 BAEL91]

2) contrainte limite :

✓ **Contrainte limite de calcul (ELU) :** [Art A.4.3.2 BAEL91mod99]

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [\text{MPa}] \quad \text{avec } \gamma_s : \text{le coefficient de sécurité pour les aciers}$$

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

Pour les aciers (HA) :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \longrightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \longrightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array}$$

Pour les treillis soudés (TS) :

$$f_e = 520 \text{ MPa} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \longrightarrow \sigma_s = 452,20 \text{ MPa} \\ \longrightarrow \sigma_s = 520 \text{ MPa} \end{array}$$

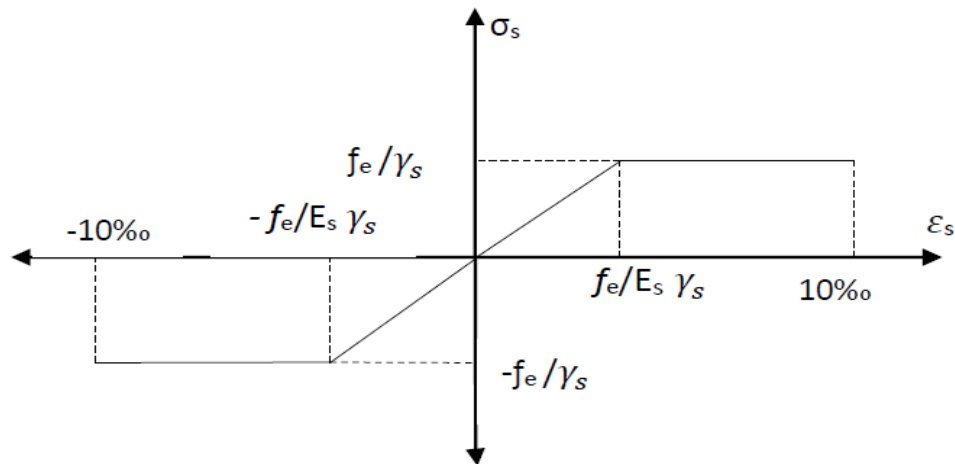


Fig.I.3- Diagramme contraintes-déformations des aciers (ELU)

3) Contrainte maximale des armatures tendues (ELS)

A fin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91 modifié 99. On distingue trois cas de fissurations :

✓ **Cas où la fissuration est considéré comme peu préjudiciable :**

Aucune limitation de la contrainte de traction des aciers, toutefois une mise en place correcte du béton et des armatures doit être observée.

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

✓ **Cas où la fissuration est considéré comme préjudiciable :**

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} \quad [\text{Art A.4. 5, 33 BAEL91mod99}]$$

✓ **Cas où la fissuration est considéré comme très préjudiciable :**

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right\}$$

[Art A.4. 5, 34BAEL91mod99]

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,6 \text{ pour les HA de diamètre } > 06\text{mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les HA de diamètre } < 06\text{mm.} \\ \eta = 1 \text{ pour les RL.} \end{array} \right.$$

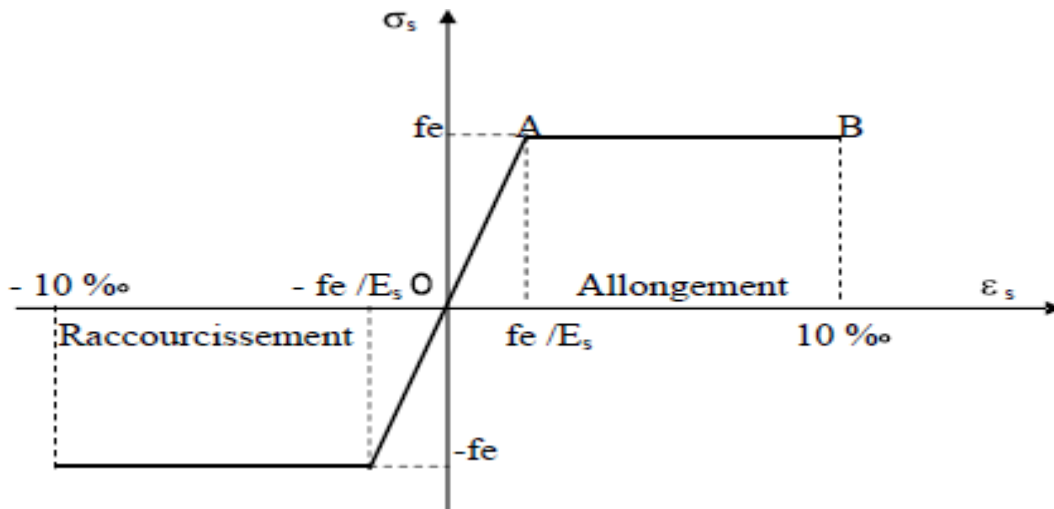


Fig I.4- diagramme contrainte- déformation de l'acier à l'ELS

4) Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes : [Art A.7.1 BAEL91mod99]

- $C \geq 1 \text{ cm}$: si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- $C \geq 5 \text{ cm}$: si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...).

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Introduction

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré-dimensionnement des éléments de notre projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction. Ce pré-dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir : (le RPA 99/2003, le CBA90 et le BAEL91/99).

II.1- les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges.

1- Plancher en corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles préfabriquées, le tout complété par une dalle de compression de 4 à 5 cm, d'épaisseur ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

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

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad [\text{BAEL B.6.8, 421}]$$

Avec : ht : épaisseur de la dalle

L_{max} : la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Nous prendrons une section minimale de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone **IIa**.

$$L_{max} = L - b = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{375}{22,5} \quad ht \geq 16,67 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur $ht = (16 + 4) = 20 \text{ cm}$:

- Épaisseur du corps creux 16 cm.
- Épaisseur de la dalle de compression 4 cm.

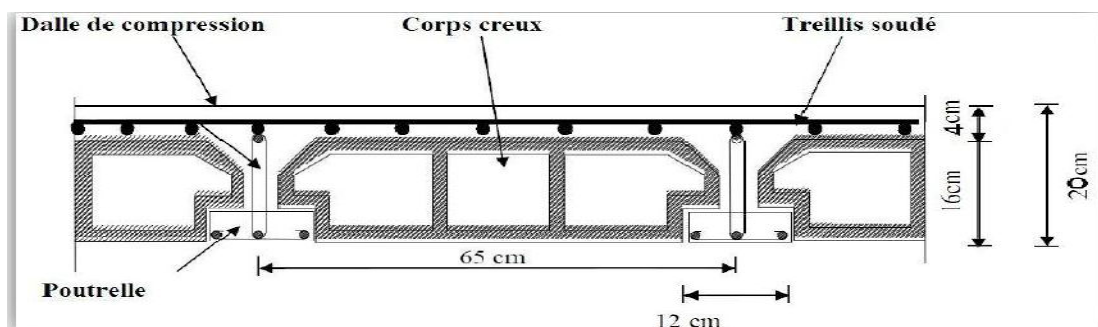


Fig II.1-Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

2- Les dalles pleines :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend de condition essentielle de résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L_0}{10} \quad \left\{ \begin{array}{l} L_0 : \text{portée libre} \\ e : \text{épaisseur de la dalle.} \end{array} \right.$$

✓ **balcon**

Dans notre cas $L_0 = 1,15 \text{ m} \longrightarrow e \geq 115/10 \quad e \geq 11,5 \text{ cm}$

On adoptera une épaisseur de : **$e = 15 \text{ cm}$** .

II.2- les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, en béton armé coulée sur place, leurs rôle est de reprendre les charges et les surcharges des planchers (charges permanente, surcharge d'exploitation) et les transmettre aux éléments verticaux.

Le pré-dimensionnement de la poutre doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10 \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right.$$

Avec : L_{\max} : distance maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

On distingue deux types de poutres :

- **les poutres principales** : elles servent d'appuis aux poutrelles, elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les transmettent aux poteaux.

Dans notre plan les poutres principales sont suivant X-X.

- **Les poutres secondaires** : poutres parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage

Dans notre plan les poutres secondaires sont suivant l'axe Y-Y.

1- Poutre principale (suivant l'axe X-X)

$$L_{\max} = 475 - 25 = 450 \text{ cm}$$

$$450/15 \leq h \leq 450/10$$

$$30 \leq h \leq 45$$

On prend: $h_{pp} = 40 \text{ cm}$

$$0,4 \cdot 40 \leq b \leq 0,7 \cdot 40$$

$$16 \leq b \leq 28$$

On prend : $b_{pp} = 30 \text{ cm}$

La section de la poutre principale ($b \cdot h$) est de $(30 \cdot 40) \text{ cm}^2$.

2- Poutre secondaire (suivant l'axe Y-Y)

$$L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$370/15 \leq h \leq 370/10$$

$$24,67 \leq h \leq 37$$

On prend: $h_{ps} = 30 \text{ cm}$

$$0,4 \cdot 35 \leq b \leq 0,7 \cdot 35$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

On prend : $b_{ps} = 25 \text{ cm}$

La section de la poutre secondaire ($b \cdot h$) est de $(25 \cdot 30) \text{ cm}^2$.

Vérification

condition	Poutre principale	Poutre secondaire	vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	30	vérifier
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	25	vérifier
$h/b \leq 4$	1,33	1,2	vérifier

Tableau II.1 Vérification des conditions exigées par le RPA

II.3 -Les voile :

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 des actions horizontales d'une part et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à **ART 7.7.1RPA99/2003**.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4e$ L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de 15cm.

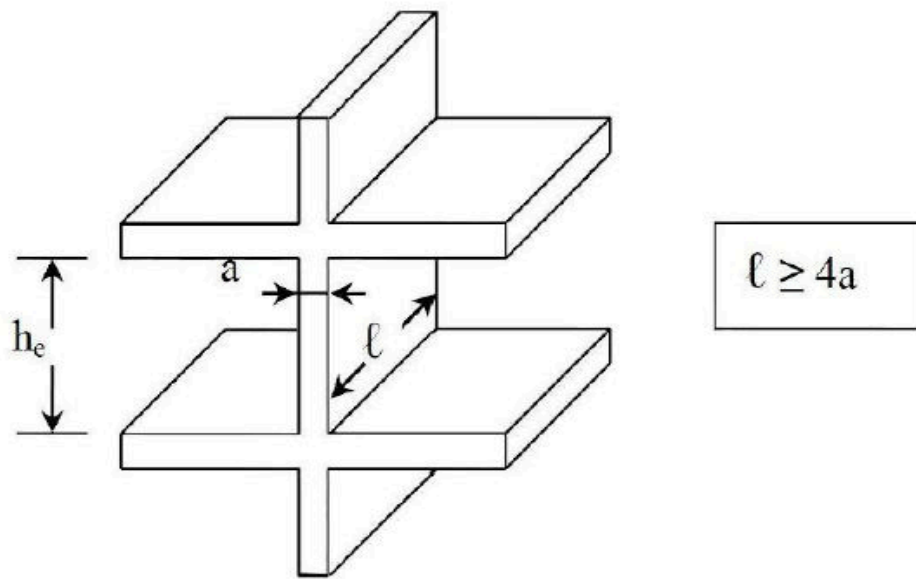


Fig II.2-coupe d'un voile en élévation

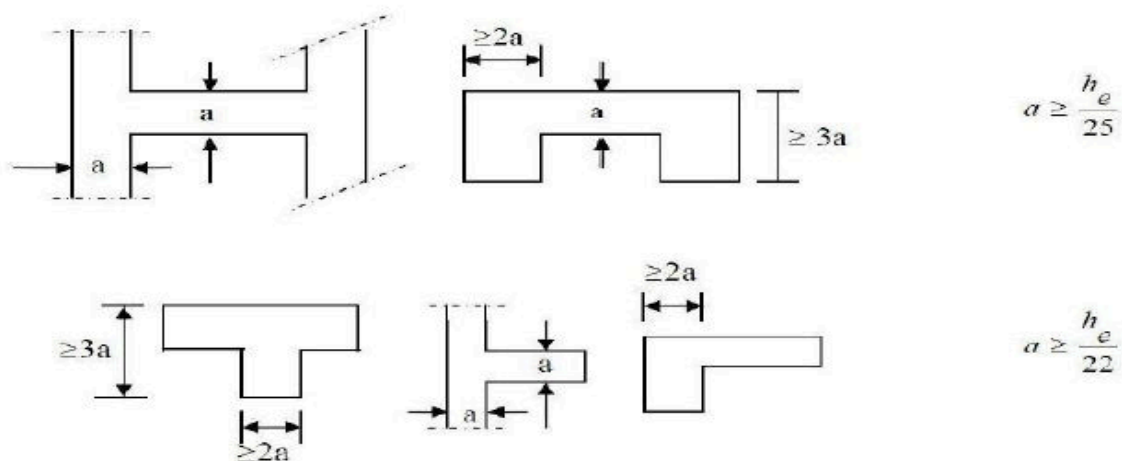


Fig II.3-coupe du voile en plan.

$$a \geq \max (h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20)$$

Avec : h_e : la hauteur libre d'étage

a : épaisseur des voiles.

Dans notre cas : $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$a \geq 286/22 = 13 \text{ cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur : $a = 20 \text{ cm}$.

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur (l_{\min}) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas $l_{\min} \geq 4a = 80 \text{ cm}$

On prend $l_{\min} = 80 \text{ cm}$

Donc $l_{\min} = 80 \text{ cm} \geq 4a \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$a=20 \text{ cm} > a_{\min} = 15 \text{ cm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

II.4- Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les charges et les surcharges des différents niveaux et les transmettre à la fondation, cette dernière les transmet au sol.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS sous un effort de compression N_s sur le poteau le plus sollicité. Selon l'article b8.4.1 de CBA9, tous en vérifiant les exigences du RPA, pour un poteau rectangle de la zone IIa, on a :

- $\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min(b_1, h_1) \geq h_e/22$
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

La section du poteau sera déterminée par cette formule : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec: $N_s = G + Q$

N_s : effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.

S : section du poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.

Avec : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

1- Détermination des charges et surcharges

a- Charges permanentes (G) :

N°	Nature de la couche	Pente °	Poids volumique (KN/m³)	Charge permanent G (KN/m²)
1	Couverture tuile mécanique (linteaux compris)	34	0,45	0,45
2	Pannes+cheverons+fixation	34	0,15	0,15
3	Mur de séparation (ep=10cm)	34	0,90	0,90
Charge permanente totale G_t				1,50

Tab II.2-Charge permanentes de la toiture

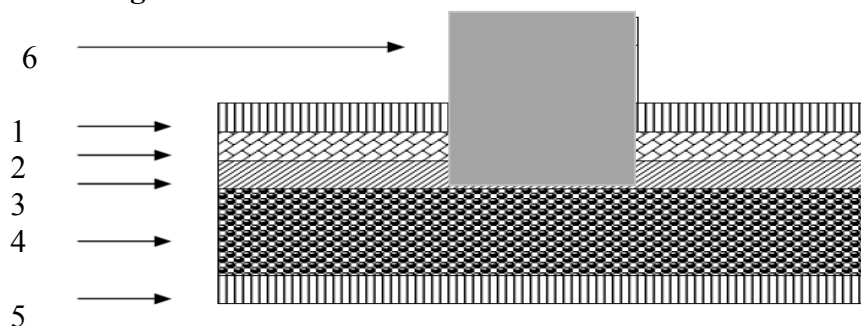
Planchers étage courant :

Fig II.4- Coupe verticale du plancher d'étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ m ³)	Charge permanent G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux (16+4)	0,2	/	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Maçonnerie en brique creuse	0,1	9	0,9
Charge permanente total Gt				5,10

Tab II.3-charges permanentes des différents éléments constituant le plancher d'étages courant.

Plancher sous la toiture :

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanent G (KN/m ²)
Plancher en corps creux (16+4)	0,20	/	2,80
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Murs de séparation	0,10	09	0,9
Charge permanente total Gt			3,90

Tab II.4-charges permanentes du plancher sous toiture

Plancher dalle pleine :

Fig II.5- : Coupe verticale de la dalle pleine

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en béton arme	0,15	25	3,75
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
6	Garde corps en brique creuse	0,10	9	0,90
Charge permanente totale				6,05

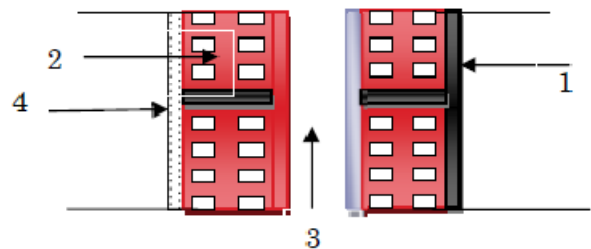
Tab II.5-charges permanentes des différents éléments constituant de la dalle plein

Maçonnerie :

Il y a deux types de murs, murs extérieur et murs intérieurs.

✓ **Murs extérieurs**

Fig II.6-coupe vertical d'un mur extérieur.



N°	Élément	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	20	0,4
2	Brique creuse	2x0, 10	09	1,8
3	Lame d'air	0,05	/	0
4	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale				2,40

Tab II.6-Charges permanentes de mur extérieur

✓ Murs intérieurs

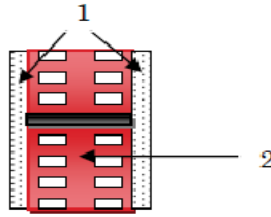


Fig II.7- coupe vertical d'un mur intérieur.

N°	Élément	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	2x0,02	10	0,4
2	Brique creuse	0,1	9	0,9
Charge permanente totale				1,30

Tab II.7-Charges permanentes de mur intérieur.

b- Charges d'exploitations (Q):

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C. 2.2

- ✓ Plancher étage courant à usage d'habitation : $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Plancher sous la toiture : $Q=1 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Plancher du 1^{er} étage à usage de service : $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Plancher étage rez de chaussée à usage commercial : $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Escalier : $Q= 2,5 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Balcon : $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Sous -sol à usage commercial : $Q= 2,5 \text{ KN /m}^2$
- ✓ Charpente : $Q=1 \text{ KN /m}^2$

2- Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

Surface d'influence :

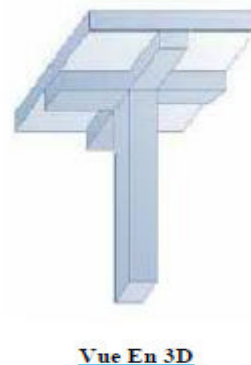
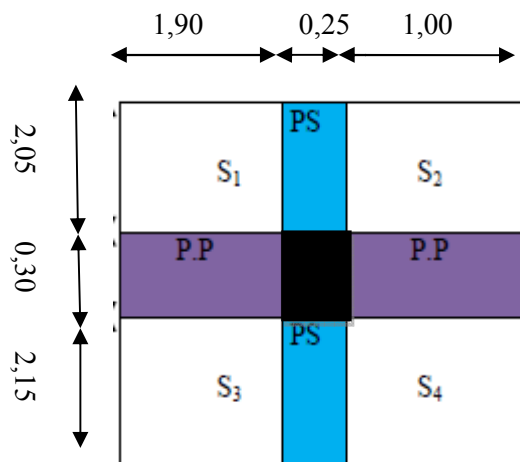


Fig II 8-Surface d'influence de poteau

$$S=S_1+S_2+S_3+S_4$$

$$S_1=2,05 \times 1,90=3,09 \text{ m}^2$$

$$S_3=2,15 \times 1,90=4,10 \text{ m}^2$$

$$S_2=2,05 \times 1,00=2,05 \text{ m}^2$$

$$S_4=2,15 \times 1,00=2,15 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{tot}}=12,20 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{toit}}=14,20 \text{ m}^2$$

a- Poids propre des éléments :

- Poids de plancher :

Plancher sous toiture : $12,20 \times 3,90 = 47,58 \text{ kN}$

Plancher d'étage courant : $12,20 \times 5,10 = 62,22 \text{ kN}$

Toiture : $14,20 \times 1,5 = 21,30 \text{ kN}$

- Poids des poutres :

On prend $\rho=25 \text{ kN/m}^3$

Poutre principal : $(1,90+1,00) \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 8,70 \text{ kN}$

Poutre secondaire : $(2,15+2,05) \times 0,25 \times 0,3 \times 25 = 6,00 \text{ kN}$

Poutre incliné : $[(1,00/\cos 34,02) + (1,90/\cos 34,02)] \times 0,25 \times 0,3 \times 25 = 6,30 \text{ kN}$

- Poids des poteaux :

Poteau de la toiture $(0,25 \times 0,25) \times 2,86 \times 25 = 4,469 \text{ kN}$

Poteaux étage courant : $(0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ kN}$

Poteaux de RDC : $(0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ kN}$

b- Charge d'exploitation :

Plancher étage courant : $12,20 \times 1,5 = 18,30 \text{ kN}$

Plancher sous toiture : $12,20 \times 1 = 12,20 \text{ kN}$

Toiture : $14,20 \times 1 = 14,20 \text{ kN}$

Plancher RDC $12,20 \times 3,5 = 42,70 \text{ kN}$

3- Loi de dégression des surcharges :

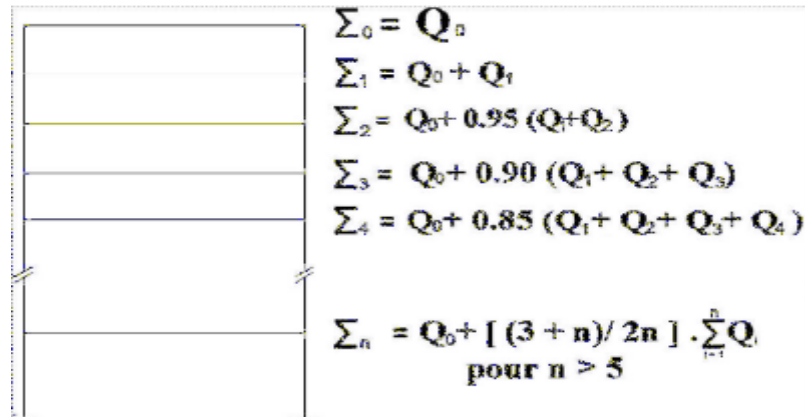
Les règles du BAEL 91/99 nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation. Ce dernier s'applique aux bâtiments à grand nombres d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérée comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

Q_0 : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : Numéro de l'étage du haut vers le bas.



Niv	toiture	Sous toiture	4	3	2	1	RDC	SSOL1	SSOL2
coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,80	0,75	0,714	0,688

Tab II.8-Coefficients de dégression des surcharges

Les surcharges cumulées :

Toiture : $\Sigma_0 = Q_0$

Sous toiture : $\Sigma_1 = Q_1 = Q_0 + Q_1$

Niv 4 : $\Sigma_2 = Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Niv3 : $\Sigma_3 = Q_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niv2 : $\Sigma_4 = Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niv1 : $\Sigma_5 = Q_5 = Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Niv RDC : $\Sigma_6 = Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Niv Ssol1 : $\Sigma_7 = Q_7 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

NivSsol2 : $\Sigma_8 = Q_8 = Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

Toiture : $Q_0 = 14,20 \text{ kN}$

Toiture : $\Sigma_0 = Q_0 = 14,20 \text{ kN}$

Sous toiture : $\Sigma_1 = Q_1 = 14,20 + 12,20 = 26,40 \text{ kN}$

Niv 4 : $\Sigma_2 = Q_2 = 14,20 + 0.95 (12,20 + 18,30) = 43,18 \text{ kN}$

Niv3 : $\Sigma_3 = Q_3 = 14,20 + 0.9 (12,20 + 18,30 + 18,30) = 58,12 \text{ kN}$

Niv2 : $\Sigma_4 = Q_4 = 14,20 + 0.85 (12,20 + 18,30 + 18,30 + 18,30) = 71,24 \text{ kN}$

Niv1 : $\Sigma_5 = Q_5 = 14,20 + 0.8 (12,20 + 18,30 + 18,30 + 18,30 + 42,70) = 102,04 \text{ kN}$

Niv RDC : $\Sigma_6 = Q_6 = 14,20 + 0.75 (12,20 + 18,30 + 18,30 + 18,30 + 42,70 + 42,70) = 128,58 \text{ kN}$

NivSsol : $\Sigma_7 = Q_7 = 14,20 + 0.714 (12,20 + 18,30 + 18,30 + 18,30 + 42,70 + 42,70 + 42,70)$

$= 152,50 \text{ kN}$

NivSsol2 : $\Sigma_8 = Q_8 = 14,20 + 0.688 (12,20 + 18,30 + 18,30 + 18,30 + 42,70 + 42,70 + 42,70 + 42,70) = 177,88 \text{ kN}$

NIV	Charge permanente [kN]					Surcharge d'exploitation [kN]		Effort Normal $N=G+Q$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Planches	Poutres	poteaux	G _{tot}	G _{cuml}	Q _i	Q _{cuml}		Section trouvée	Section adoptée
Toiture	20,30	12,30	4,469	37,07	37,07	14,20	14,20	51,27	34,18	30x30
Sous toiture	47,58	14,70	4,781	67,06	104,13	12,20	26,40	130,53	87,02	30x30
4	62,22	14,70	4,781	81,70	185,83	18,30	44,70	230,53	153,66	30x30
3	62,22	14,70	4,781	81,70	267,53	18,30	63,00	330,53	220,37	35x35
2	62,22	14,70	4,781	81,70	349,23	18,30	81,30	430,53	287,02	35x35
1	62,22	14,70	4,781	81,70	430,93	42,70	124,00	554,93	369,95	35x35
RDC	62,22	14,70	4,781	81,70	512,63	42,70	166,70	679,33	452,89	35x35
Sous Sol1	62,22	14,70	4,781	81,70	594,33	42,70	209,40	803,73	535,82	40x40
Sous Sol2	62,22	14,70	4,781	81,70	676,03	42,70	252,10	928,13	618,75	40x40

Tab II.9- tableau récapitulatif de la descente de charge

II.5 - Vérification des règles de RPA 99 / 2003 :

Les conditions exigées par le RPA, liées à la zone IIa sont données par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b,h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (b,h) \geq h_e/20 \\ 1/4 \leq b/h \leq 4 \end{array} \right.$$

Condition exigée par le RPA	Niveaux	Poteaux	Valeurs calculés	vérification
$\min (b,h) \geq 25 \text{ cm}$ $\min (b,h) \geq h_e/20$ $1/4 \leq b/h \leq 4$	Toiture	30x30	Min (b,h)= 30cm	Vérifiée
			$h_e/20=286/20=14,3 \text{ cm}$	Vérifiée
			$0,25 \leq 30/30=1 \leq 4$	Vérifiée
	Du 4 ^{eme} au 5eme niveau	30x30	Min (b,h)= 30cm	Vérifiée
			$h_e/20=306/20=15,3 \text{ cm}$	Vérifiée
			$0,25 \leq 30/30=1 \leq 4$	Vérifiée
	Du RDC au 3eme niveau	35x35	Min (b,h)= 35cm	Vérifiée
			$h_e/20=306/20=15,3 \text{ cm}$	Vérifiée
			$0,25 \leq 35/35=1 \leq 4$	Vérifiée
	Ssol 1et 2	40x40	Min (b,h)=40 cm	Vérifiée
			$h_e/20=306/20=15,3 \text{ cm}$	Vérifiée
			$0,25 \leq 40/40=1 \leq 4$	Vérifiée

Tab II.10-vérification des conditions du RPA 99 Vérifié 2003

II.6 - Vérification des poteaux en flambement :

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

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux soit : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

avec : λ : élancement du poteau

l_f : longueur de flambement ($l_f=0,7 l_0$)

i : Rayon de giration ($\sqrt{I/B}$)

B: Section transversale du Poteau (B=h b)

l₀ : Longueur libre du poteau

Ce qui donne $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{b}$

- Pour les poteaux du Ssol 1 et 2 :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{b} = \lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{40} = 18,55 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Pour les poteaux du RDC au 3eme niveau :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{b} = \lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{35} = 21,20 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Pour les poteaux Du 4eme et 5eme niveau:

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{b} = \lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{30} = 24,73 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Pour les poteaux de la toiture :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{b} = \lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 286}{30} = 23,12 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement ; donc il n'y a pas de risque de flambement.

Chapitre III

Calcul des éléments

Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments de la structure autre que les éléments de contreventement, qui sont : la charpente, les escaliers, les balcons, ainsi que les planchers.

III.1- Les escaliers

a-Définition

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

b-Terminologie

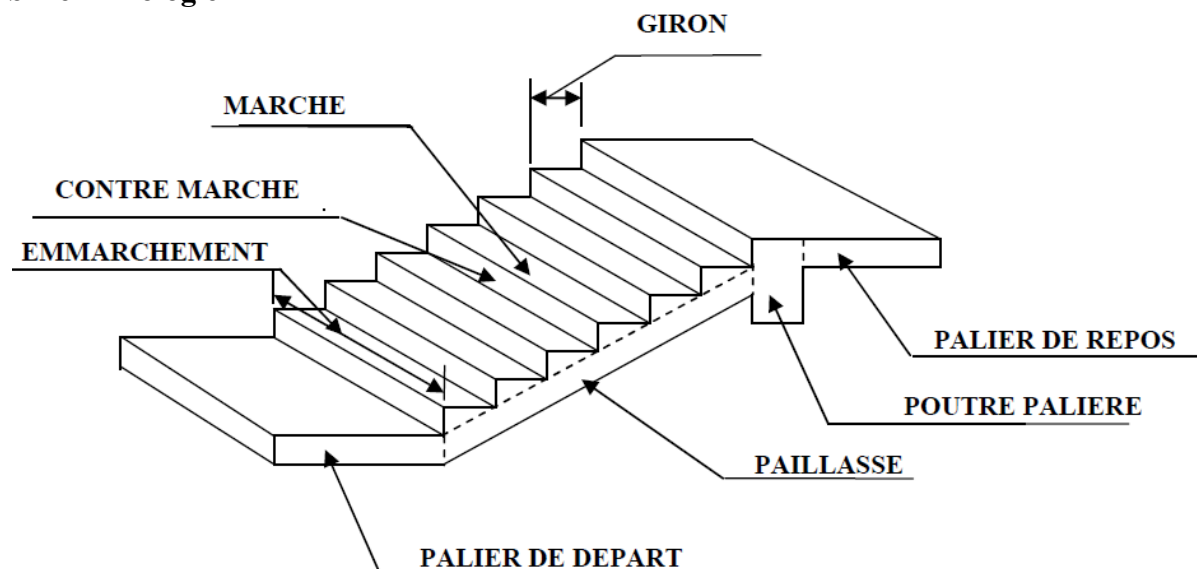


Fig III.1-Terminologie des escaliers

C -Les différents types d'escaliers

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants.
- à palier intermédiaire.
- à la Française (limon apparent sur le côté.
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers en béton armé coulé sur place :

- Escalier à deux volées avec un palier intermédiaire.
- Escalier à trois volées avec deus paliers intermédiaire.

1- Escalier à deux volées avec un palier intermédiaire

a)-calcul de l'escalier :-Pré-dimensionnement de l'escalier

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de Blondel qui est la suivante : $59 \leq g + 2h \leq 66$ [cm]

On prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public :

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$$

$$\text{et } 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

Le nombre de marches : $m = n - 1$

L'emmarchement doit être $\geq 1,20$ m

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont dimensionnés à l'aide de la formule de **Blondel**

- **La hauteur de la marche h**

On a: $14\text{cm} \leq h \leq 17$ cm; on prend: **h = 17 cm.**

- **Nombre de contremarches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contres marches.}$$

- **Nombre de marches m :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

- **La largeur de la marche g**

$28\text{cm} \leq g \leq 36$ cm ; on prend : **g = 30 cm**

Soit un emmarchement de 1,80 m.

Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \longrightarrow 59 \leq 2h + g = 64 \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Pré dimensionnement de la paillasse

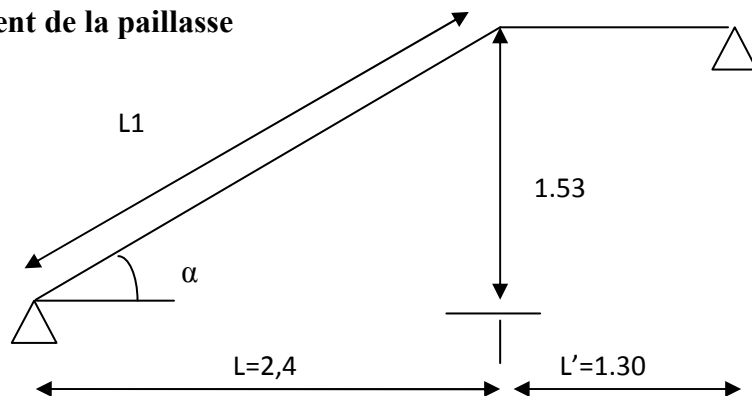


Fig III .2-Schéma statique de l'escalier.

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donné par la relation $L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$ avec L_0 : longueur projetée de la travée entre deux appuis de l'escalier.

$$\tan \alpha = H/L = 153/240 = 0.6375 \longrightarrow \alpha = 32.52^\circ.$$

$$\cos \alpha = L/L_1 \longrightarrow L_1 = L/\cos \alpha = 240/\cos 32.52 = 284.63 \text{ cm.}$$

$$L_0 = L_1 + l' = 284.63 + 130 = 414.63 \text{ cm}$$

L : longueur de la paillasse.

L_0 : longueur réelle de la paillasse.

$$414.63/30 \leq e_p \leq 414.63/20 \longrightarrow 13.82 \leq e_p \leq 20.73$$

on opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$

On prend la même épaisseur pour le palier $e_p = 15 \text{ cm}$

b)-Évaluation des charges et des surcharges

♦ Palier

$$\text{Poids palier} : \rho \times \text{épaisseur} = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ kN/m}^2$$

Élément	Epaisseur (m)	Charges permanente (kN/m ²)
Carrelage	0,02	0,4
Mortier de pose	0,02	0,4
Dalle pleine	0,15	3,75
Enduit de ciment	0,02	0,2
Charge permanente totale		4,75
surcharge		2,5

Tab III.1-Évaluation des charges et des surcharges du palier.

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml

- $G_1 \times 1 \text{ m} = 4.75 \times 1 \text{ m} = 4.75 \text{ kN/ml}$
- $Q_{\text{escalier}} \times 1 \text{ m} = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ kN/ml}$

$$\text{ELU} : q_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q = (1.35 \times 4.75) + (1.5 \times 2.5) = 10.16 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_{s1} = G_1 + Q_{\text{escalier}} = 4.75 + 2.5 = 7.25 \text{ kN/ml}$$

♦ Volée

$$\text{Poids marche} : \rho \times \frac{h}{2} = 25 \times \frac{0.17}{2} = 2.13 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Poids paillasse} : \rho \times \frac{\text{épaisseur}}{\cos 32.52} = 25 \times \frac{0.15}{\cos 32.52} = 4.45 \text{ kN/m}^2$$

Élément	Épaisseur (m)	Charges permanente (kN/m ²)
Carrelage	0,02	0,4
Mortier de pose	0,02	0,4
Marche	0,17	2,13
Paillasse	0,15	4,45
Enduit de ciment	0,02	0,2
Charge permanente totale		7,58
surcharge		2,5

Tab III.2- Évaluation des charges et des surcharges de la volée.

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml

- $G_2 \times 1\text{m} = 7,58 \times 1\text{ m} = 7,58\text{ kN/ml}$
- $Q_{\text{escalier}} \times 1\text{m} = 2,5 \times 1\text{ m} = 2,5\text{ kN /ml}$

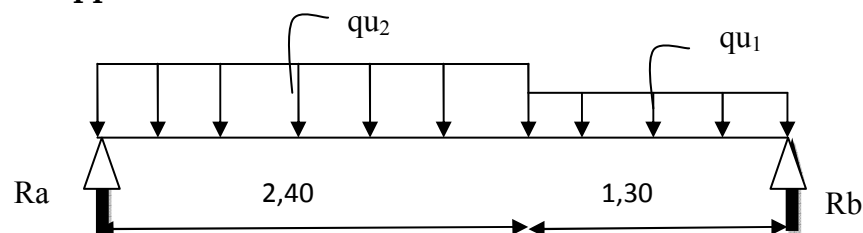
ELU : $qu_2 = 1,35 G_2 + 1,5 Q = (1,35 \times 7,58) + (1,5 \times 2,5) = 13,99\text{ kN/ml}$

ELS : $qs_2 = G_2 + Q_{\text{escalier}} = 7,58 + 2,5 = 10,08\text{ kN/ml}$

c)-Calcul des réactions d'appuis et les efforts iternes.

❖ Calcul à l'ELU :

- Les réactions d'appuis



$R_a = 25,01\text{ kN}$; $R_b = 21,78\text{ kN}$

-Détermination des efforts internes.

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tronçon N°1 : $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

$$T_y = -13,99x + 25,01$$

Pour $x = 0$ $T_y = 25,01 \text{ kN}$

Pour $x = 2,4$ $T_y = -8,57 \text{ kN}$

$$M_z = -13,99 \frac{x^2}{2} + 25,01x$$

Pour $x = 0$ $M_z = 0 \text{ kN.m}$

Pour $x = 2,4$ $M_z = 19,73 \text{ kN.m}$

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = -13,99x + 25,01 = 0 \rightarrow x = 1,78 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de $x = 1,78 \text{ m}$

Donc : $M_z^{\max} = -13,99 \frac{1,78^2}{2} + 25,01(1,78)$

$$M_z^{\max} = 22,35 \text{ kN.m}$$

Tronçon N°2 : $0 \leq x \leq 1,3 \text{ m}$

$$T_y = 10,16x - 21,78$$

Pour $x = 0$ $T_y = -21,78 \text{ kN}$

Pour $x = 1,3$ $T_y = -8,57 \text{ kN}$

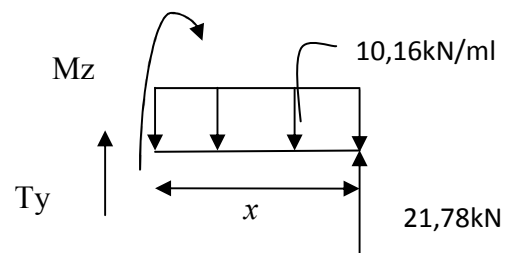
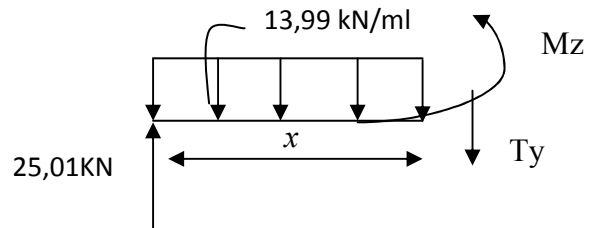
$$M_z = -10,16 \frac{x^2}{2} + 21,78x$$

Pour $x = 0$ $M_z = 0 \text{ kN.m}$

Pour $x = 1,3$ $M_z = 19,73 \text{ kN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{\max} = -6,71 \text{ kN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 19 \text{ kN.m}$



-Diagramme des efforts internes

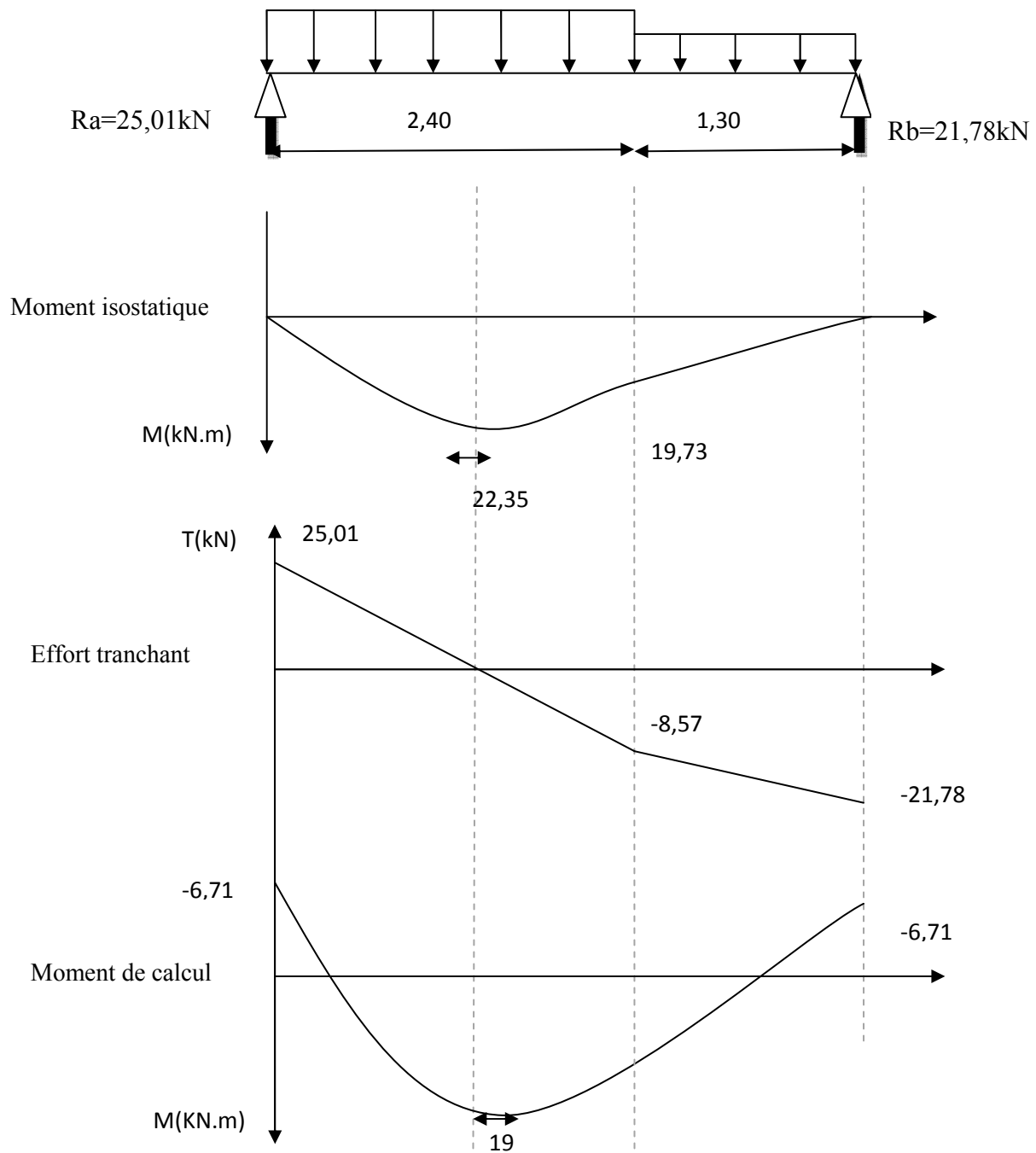
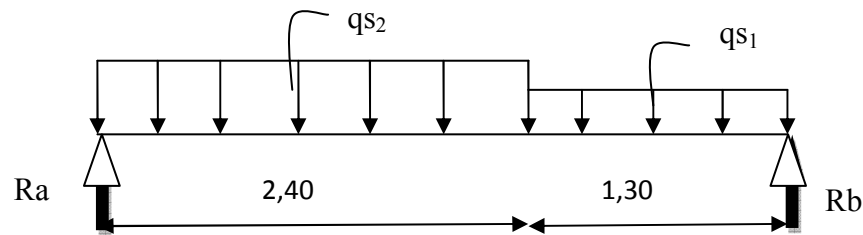


Fig III.3- Diagramme des efforts internes à l'ELU de l'escalier.

❖ Calcul à l'ELS :

-Calcul les réactions d'appuis



$$R_a = 18 \text{ kN} ; R_b = 15,62 \text{ kN}$$

-Détermination des efforts internes.

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tronçon N°1 : $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

$$T_y = -10,08 x + 18$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad T_y = 18 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x = 2,4 \quad T_y = -6,19 \text{ kN}$$

$$M_z = -10,08 \frac{x^2}{2} + 18 x$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad M_z = 0 \text{ kN.m}$$

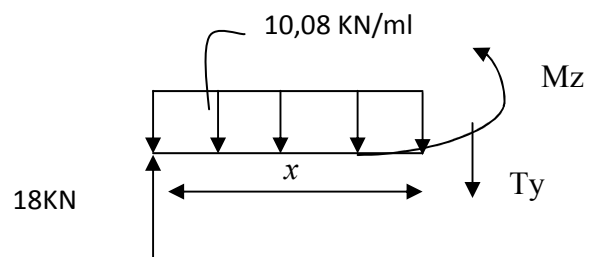
$$\text{Pour } x = 2,4 \quad M_z = 14,17 \text{ kN.m}$$

$$\frac{d M_z(x)}{dx} = 0 \quad T_y = -10,08 x + 18 = 0 \quad x = 1,78 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de $x = 1,78 \text{ m}$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = -10,08 \frac{1,78^2}{2} + 18(1,78)$$

$$M_z^{\max} = 16,07 \text{ kN.m}$$



Tronçon N°2 : $0 \leq x \leq 1,3 \text{ m}$

$$T_y = 7,25 x - 15,62$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad T_y = -15,62 \text{ kN}$$

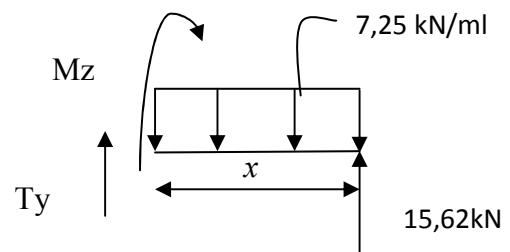
$$\text{Pour } x = 1,3 \quad T_y = -6,19 \text{ kN}$$

$$M_z = -7,25 \frac{x^2}{2} + 15,62 x$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad M_z = 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour } x = 1,3 \quad M_z = 14,17 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :



- Aux appuis : $M_s^a = -0,3 M_z^{max} = -4,82 \text{ kN.m}$
- en travées : $M_s^t = 0,85 M_z^{max} = 13,66 \text{ kN.m}$

-Diagramme des efforts internes

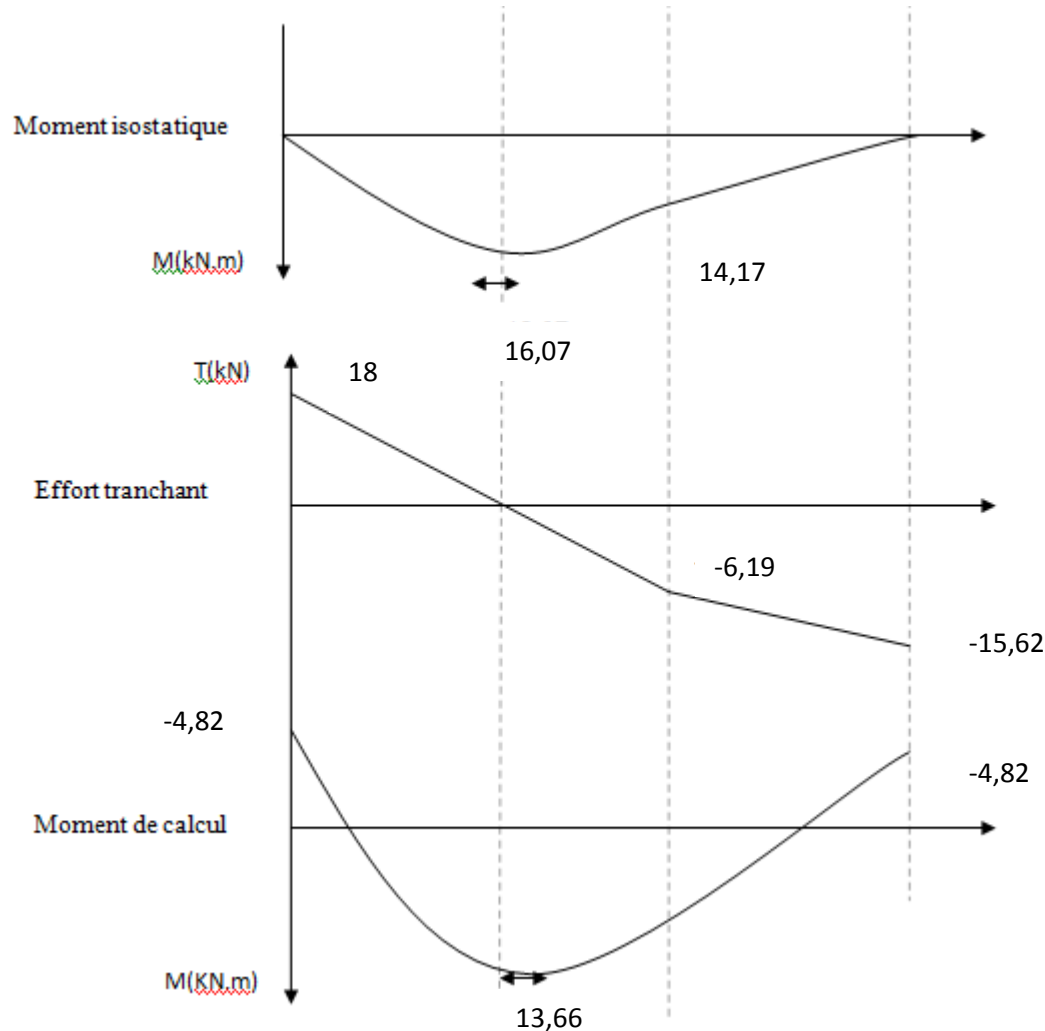


Fig III .4-Diagramme des efforts internes à l'ELS de l'escalier.

d)-Calcul du ferrailage à l'ELU:

❖ Aux appuis :

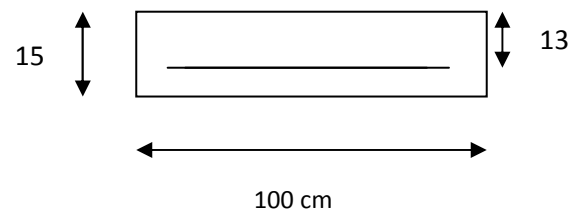
$$M_u^a = 6,71 \text{ kN.m}$$

- Armature principales :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,71 \times 10^5}{100 \times (13^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,028 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,028 \quad : \beta = 0,986$$



$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta X_d \times f_e / \gamma_s} = \frac{6,71 \times 10^5}{0,986 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1,51 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA8 /ml = 2,01 cm²** ; avec un espacement de St =25cm.

- Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA8 /ml = 2,01 cm²** ; avec un espacement de St =25cm.

❖ **En travée** : $M_u^t = 19 \text{ kN.m}$

- Armature principales :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19 \times 10^5}{100 \times (13^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,079 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,079 \quad ; \beta = 0,959$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta X_d \times f_e / \gamma_s} = \frac{19 \times 10^5}{0,959 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 4,39 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA12 /ml = 4,52 cm²** ; avec un espacement de St =25cm.

- Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA8 /ml = 2,01 cm²** ; avec un espacement de St =25cm.

e)-Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : [art A.4.2.1 /BAEL 91]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

- En travées : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

- **Espacement des barres [art A.8.2, 42 / BAEL]**

Armatures principales :

$$St \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{54, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

- Appui: $St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ condition vérifiée
- Travée: $St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$St \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{72, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

- Appui: $St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ condition vérifiée
- Travée: $St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ condition vérifiée

- **Entraînement des barres [art A.6.3.1 /BAEL 91]**

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \tau_{se,u} = \Psi \times f_{t28}$

$$\tau_{se,u} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \phi_n \pi = 3.14 \times 4 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{25.01 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.41 \text{ MPa}$$

On a : $\tau_{se} = 1.41 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

- **Ancrage des barres : [art A.6.1.221 /BAEL 91]**

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).

$$l_c = 0.4 l_s \Rightarrow l_c = 0.4 \times 42.33 = 17 \text{ cm.}$$

- **Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1 /BAEL 91]**

Il faut vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

La fissuration est peu préjudiciable [art A.5.1.211 /BAEL 91]

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{25.01 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.192 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.192 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

f)-Vérification à l'ELS

1. Etat limite d'ouverture des fissures : La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

2. Etat limite de résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}, K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

- **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155 \Rightarrow \beta_1 = 0.935 \Rightarrow \alpha = 0.195 \Rightarrow K = 0.016$$

$$M_a = 4.82 \text{ kN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{4.82 \times 10^6}{0.935 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 197.29 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 197.29 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.016 \times 197.29 = 3.16 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

• En travée :

$$\rho = \frac{100 AS}{b d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,348 \Rightarrow \beta_1 = 0,908 \Rightarrow \alpha = 0,276 \Rightarrow K = 0,025$$

$$M_t = 13,66 \text{ kN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{13,66 \times 10^6}{0,908 \times 130 \times 4,52 \times 10^2} = 256,025 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 256,025 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,025 \times 256,025 = 6,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

3. État limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

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 du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{415} = 0,036 < \frac{1}{16} = 0,063 \text{ Condition non vérifiée.}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5 q_s l^4}{384 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{avec : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{415}{500} = 0,83 \text{ cm}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère. ($E_v = 3700 \sqrt{f_c 28} = 10818,9 \text{ MPa}$)

$q_s = \max \{7,25 \text{ kN/ml}, 10,08 \text{ kN/ml}\} = 10,08 \text{ kN/ml}$.

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section

• **Calcul de I_0 :**

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 [A_{st}(h/2 - c) + A_{sc}(h/2 - c')]$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 [4,52(15 - 2)]$$

$$I_0 = 29006,4 \text{ cm}^4$$

• Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{4,52}{100 \times 15} = 0,003$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \text{ ft}28}{\left(2 + \frac{3b0}{b}\right)\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,003} = 2,8$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \text{ ft}28}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + \text{ft}28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 348 + 2,1}$$

$$\mu = 0,414$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \mu \cdot \lambda_v} = \frac{1,1 \cdot 29006,4}{1 + 0,414 \cdot 2,8} = 14777,25 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{5 \times 10,08 \times 10^3 \times 4,15^4}{384 \times 10818,9 \times 10^6 \times 14777,25 \times 10^{-8}} = 0,024 \text{ cm} < 0,83 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2-Escalier à trois volées avec deux paliers intermédiaire :

• Calcul du nombre de marches et contre marches

Volée 1 : n=6 contre marches ; donc m=n-1= 5 marches. (h=17cm ; G=30 cm)

Volée 2 : n=3 contre marches ; donc m=n-1= 2 marches. (h=18cm ; G=30 cm)

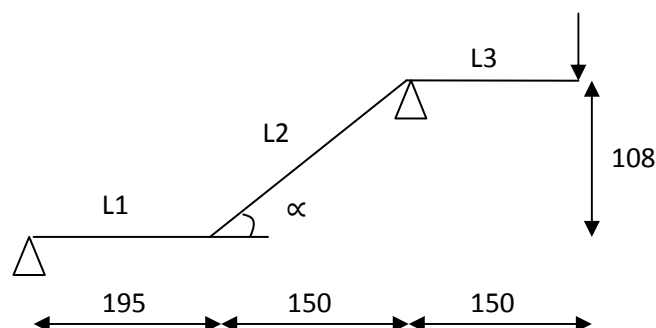
Volée 3 : n=8 contre marches ; donc m=n-1= 7 marches. (h=17cm ; G=30 cm)

Vérification de la relation de Blondel

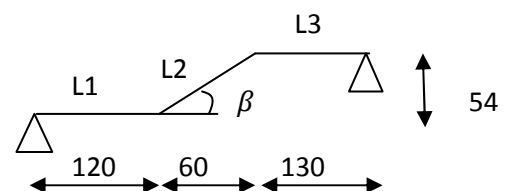
Pour : h=18 cm $\longrightarrow 59 \leq 2h + g = 66 \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Nous allons étudier 02 volées comme représenté dans les schémas suivantes :

Volée 1 et 3



Volée 2



III .5-Schéma statique de l'escalier étage courant

A)-Étude des volées 1 et 3

a-Dimensionnement de la paillasse

Le dimensionnement est donné par la relation $L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$

$$\text{tg}\alpha = H/L = 108/150 = 0,72 ; \quad \alpha = 35,75^\circ$$

$$\cos \alpha = L/L_2 \rightarrow L_2 = L/\cos \alpha = 150/\cos 35,75 = 184,83 \text{ cm.}$$

$$\text{Dou: } L_0 = L_1 + L_2 = 195 + 184,83 = 379,83 \text{ cm}$$

$$379,83 / 30 \leq e_p \leq 379,83 / 20 \rightarrow 12,66 \leq e_p \leq 18,99$$

on opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$

On prend la même épaisseur pour le palier $e_p = 15 \text{ cm}$

b)-Évaluation des charges et des surcharges

♦ Palier

$$\text{Poids palier : } \rho \times \text{épaisseur} = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN /m}^2$$

Élément	Épaisseur (m)	Charges permanente (kN/m ²)
Carrelage	0,02	0,4
Mortier de pose	0,02	0,4
Dalle pleine	0,15	3,75
Enduit de ciment	0,02	0,2
Charge permanente totale		4,75
surcharge		2,5

Tab III .5- Évaluation des charges et des surcharges du palier étage courant

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml

- $G_1 \times 1 \text{ m} = 4,75 \times 1 \text{ m} = 4,75 \text{ kN/ml}$
- $Q_{\text{escalier}} \times 1 \text{ m} = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ kN /ml}$

$$\text{ELU : } q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q = (1,35 \times 4,75) + (1,5 \times 2,5) = 10,16 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{s1} = G_1 + Q_{\text{escalier}} = 4,75 + 2,5 = 7,25 \text{ kN/ml}$$

♦ Volée

$$\text{Poids marche : } \rho \times \frac{h}{2} = 25 \times \frac{0,17}{2} = 2,13 \text{ KN /m}^2$$

$$\text{Poids paillasse} : \rho \times \frac{\text{épaisseur}}{\cos 32,52} = 25 \times \frac{0,15}{\cos 32,52} = 4,45 \text{ kN/m}^2$$

Élément	Épaisseur (m)	Charges permanente (kN/m ²)
Carrelage	0,02	0,4
Mortier de pose	0,02	0,4
Marche	0,17	2,13
Paillasse	0,15	4,45
Enduit de ciment	0,02	0,2
Garde corps	/	0,2
Charge permanente totale		7,78
surcharge		2,5

Tab III .6- Évaluation des charges et des surcharges de la volée étage courant

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml

- $G_2 \times 1\text{m} = 7,78 \times 1 \text{ m} = 7,78 \text{ kN/ml}$
- $Q_{\text{escalier}} \times 1\text{m} = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ kN /ml}$

$$\text{ELU : } q_{u2} = 1,35 G_2 + 1,5 Q = (1,35 \times 7,78) + (1,5 \times 2,5) = 14,25 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{s2} = G_2 + Q_{\text{escalier}} = 7,78 + 2,5 = 10,28 \text{ kN/ml}$$

♦ **Charge concentrée due au poids propre du mur extérieur :**

$$G_3 = 2,26(3,06 - 0,20) = 6,46 \text{ kN}$$

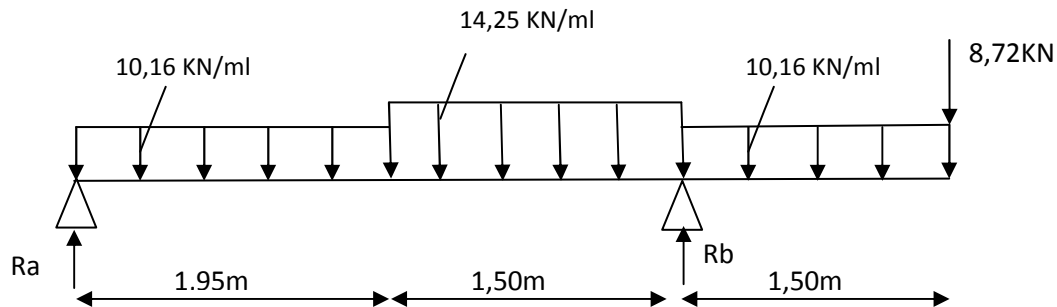
$$\text{ELU : } q_{u3} = 1,35 G_3 = (1,35 \times 6,46) = 8,72 \text{ kN}$$

$$\text{ELS : } q_{s3} = G_3 = 6,46 \text{ kN}$$

c)-Calcul des réactions d'appuis et les efforts internes.

❖ Calcul à l'ELU :

-Les réactions d'appuis



$$R_a = 11,76 \text{ kN} ; R_b = 53,39 \text{ kN}$$

-Détermination des efforts internes.

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tronçon N°1 : $0 \leq x \leq 1,95 \text{ m}$

$$T_y = -10,16 x + 11,76$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad T_y = 11,76 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x = 1,95 \quad T_y = -8,06 \text{ kN}$$

$$M_z = -10,16 \frac{x^2}{2} + 11,76 x$$

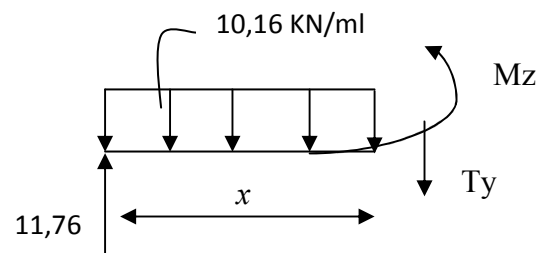
$$\text{Pour } x = 0 \quad M_z = 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour } x = 1,95 \quad M_z = 3,61 \text{ kN.m}$$

$$\frac{d M_z(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = -10,16 x + 11,76 = 0 \rightarrow x = 1,16 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de $x = 1,16 \text{ m}$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = -10,16 \frac{1,16^2}{2} + 11,76(1,16) \quad M_z^{\max} = 6,80 \text{ kN.m}$$



Tronçon N°2 : $1,95 \leq x \leq 3,45$ m

$$T_y = -14,25 x + 19,74$$

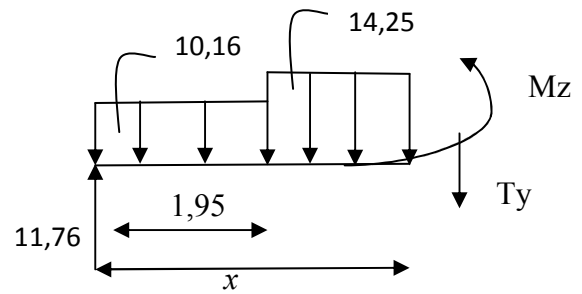
Pour $x = 1,95$ $T_y = -8,05$ kN

Pour $x = 3,45$ $T_y = -29,42$ kN

$$M_z = -7,13 x^2 + 19,74 x - 7,78$$

Pour $x = 1,95$ $M_z = 3,61$ kN.m

Pour $x = 3,45$ $M_z = -24,51$ kN.m



Tronçon N°3 : $0 \leq x \leq 1,50$ m

$$T_y = 10,16 x + 8,72$$

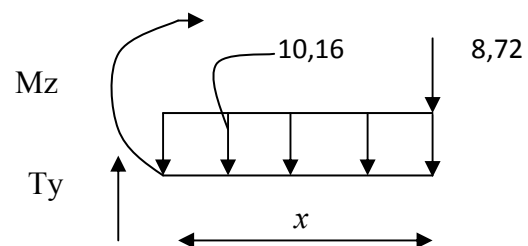
Pour $x = 0$ $T_y = 8,72$ KN

Pour $x = 1,50$ $T_y = 23,96$ KN

$$M_z = -10,16 \frac{x^2}{2} - 8,72 x$$

Pour $x = 0$ $M_z = 0$ kN.m

Pour $x = 1,55$ $M_z = -24,51$ kN.m



En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -2,04$ kN.m
- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 5,78$ kN.m

-Diagramme des efforts internes

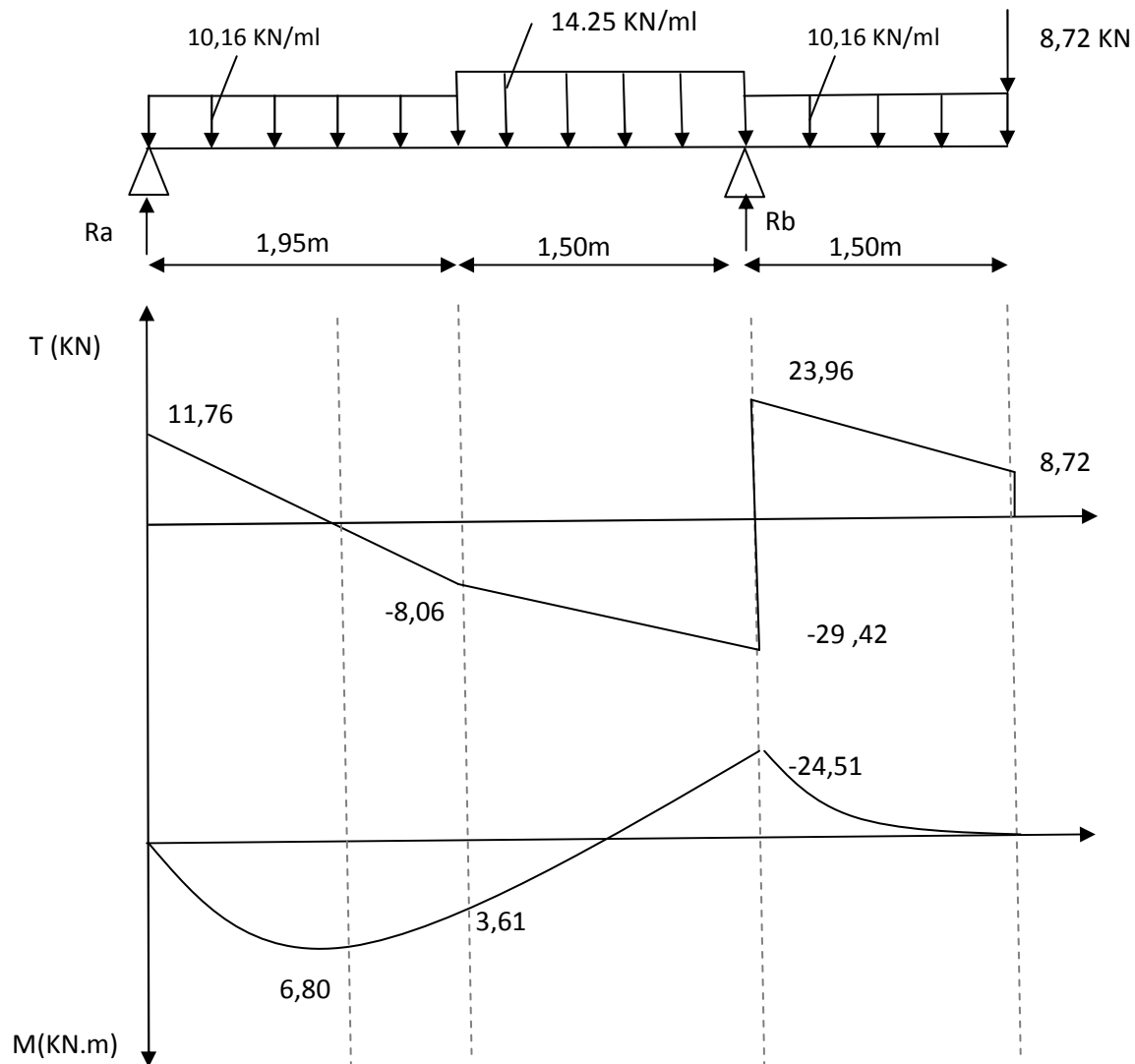
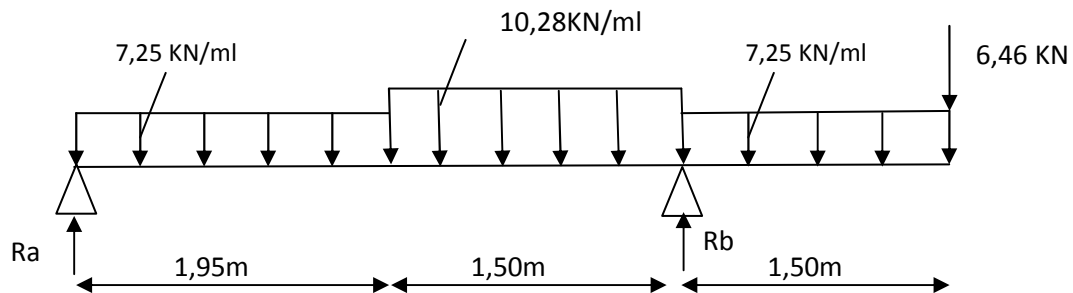


Fig III.6- Diagramme des efforts internes à l'ELU de l'escalier étage courant volée 1 et 3

❖ Calcul à l'ELS :

-Les réactions d'appuis



$$R_a = 8,32 \text{ kN} ; R_b = 38,57 \text{ kN}$$

-Détermination des efforts internes.

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tronçon N°1 : $0 \leq x \leq 1,95 \text{ m}$

$$T_y = -7,25 x + 8,32$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad T_y = 8,32 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x = 1,95 \quad T_y = -5,82 \text{ kN}$$

$$M_z = -7,25 \frac{x^2}{2} + 8,32 x$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad M_z = 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour } x = 1,95 \quad M_z = 2,44 \text{ kN.m}$$

$$\frac{d M_z(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = -7,25 x + 8,32 = 0 \rightarrow x = 1,15 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de $x = 1,15 \text{ m}$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = -7,25 \frac{1,15^2}{2} + 8,32(1,15)$$

$$M_z^{\max} = 4,78 \text{ kN.m}$$

Tronçon N°2 : $1,95 \leq x \leq 3,45 \text{ m}$

$$T_y = -10,28 x + 14,23$$

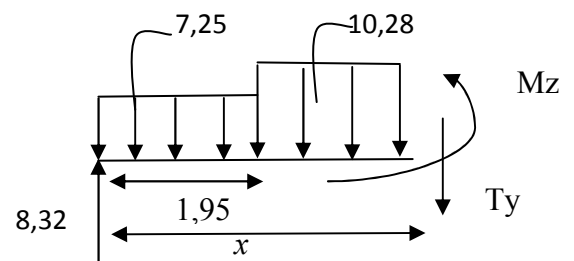
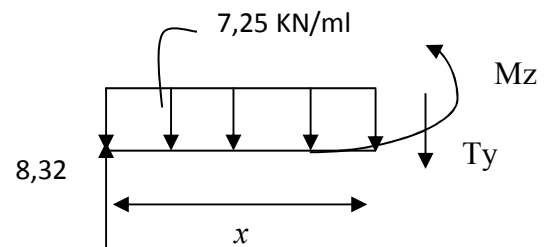
$$\text{Pour } x = 1,95 \quad T_y = -5,82 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x = 3,45 \quad T_y = -21,24 \text{ kN}$$

$$M_z = -5,14 x^2 + 14,23 x - 5,75 \text{ Pour } x = 1,95$$

$$M_z = 2,45 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour } x = 3,45 \quad M_z = -17,84 \text{ kN.m}$$



Tronçon N°3 : $0 \leq x \leq 1,50$ m

$$T_y = 7,25x + 6,46$$

Pour $x = 0$ $T_y = 6,46$ kN

Pour $x = 1,50$ $T_y = 17,34$ kN

$$M_z = -7,25 \frac{x^2}{2} - 6,46x$$

Pour $x = 0$ $M_z = 0$ kN.m

Pour $x = 1,55$ $M_z = -17,84$ kN.m

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{sa} = -0,3 M_z^{max} = -1,43$ kN.m
- en travées : $M_{st} = 0,85 M_z^{max} = 4,06$ kN.m

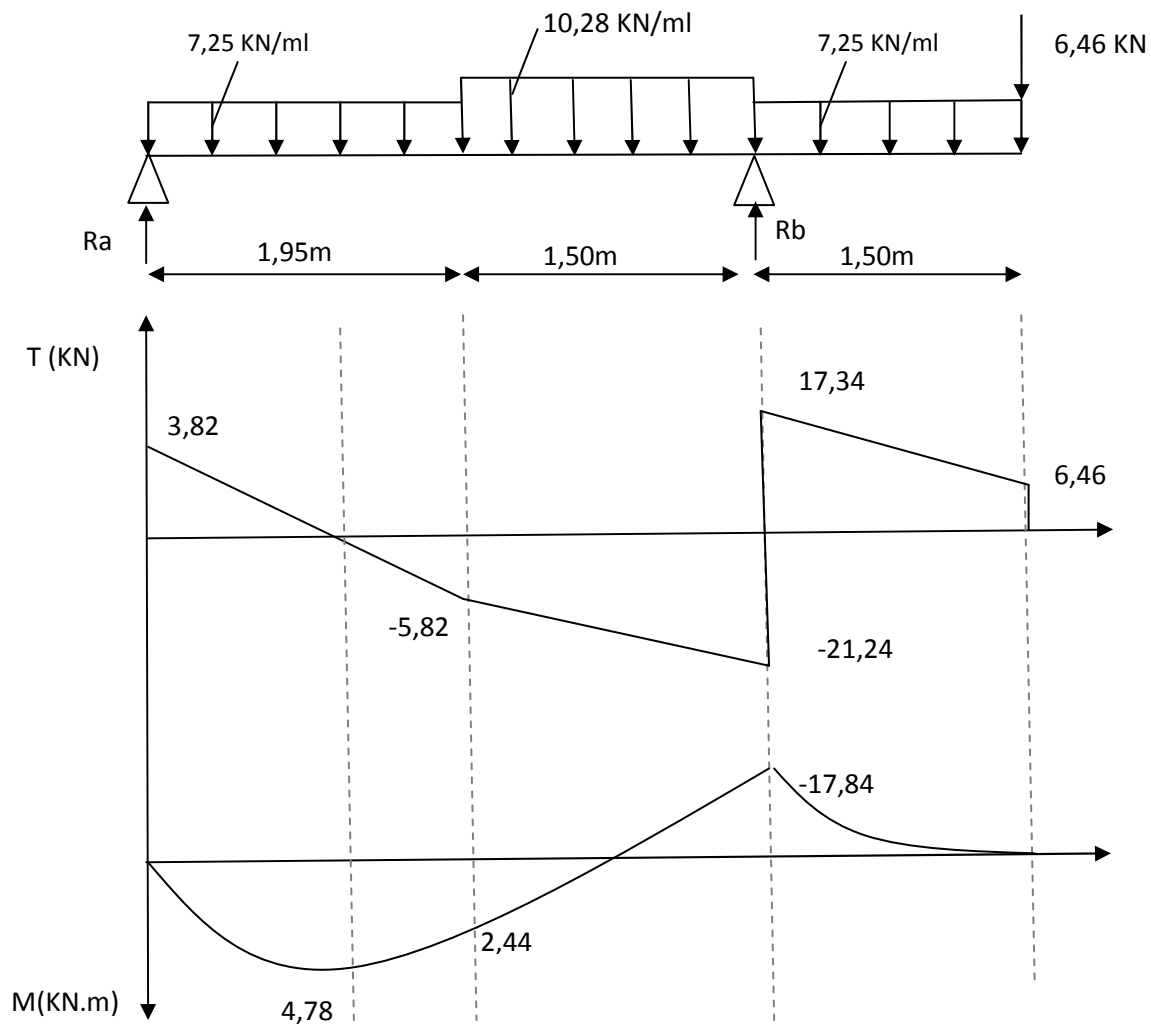
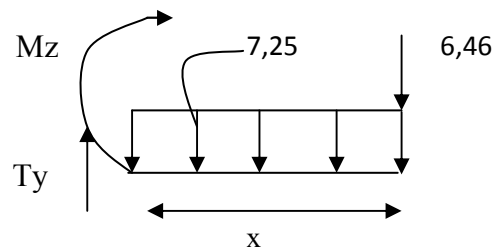


Fig III.7- Diagramme des efforts internes à l'ELS de l'escalier étage courant volée 1 et 3

d)-Calcul du ferrailage à l'ELU:

❖ Aux appuis :

$$M_u^a = 2,04 \text{ kN.m}$$

- Armature principales :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,04 \times 10^5}{100 \times (13^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,008 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,008 \quad : \beta = 0,996$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{2,04 \times 10^5}{0,996 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 0,45 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA10 /ml = 3,14 cm²** ; avec un espacement de St = 25cm.

- Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA8 /ml = 2,01 cm²** ; avec un espacement de St = 25cm.

❖ En travée : $M_u^t = 5,78 \text{ kN.m}$

- Armature principales :

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,78 \times 10^5}{100 \times (13^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,024 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,024 \quad : \beta = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{5,78 \times 10^5}{0,988 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1,30 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA10 /ml = 3,14 cm²** ; avec un espacement de St = 25cm.

- Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA8 /ml = 2,01 cm²** ; avec un espacement de St = 25cm.

e)-Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité : [art A.4.2.1 /BAEL 91]**

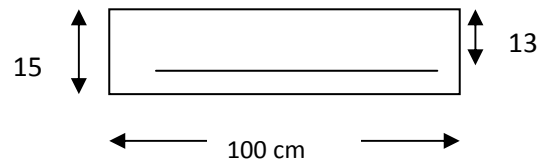
$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

- En travées : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

- Espacement des barres [art A.8.2, 42 / BAEL]**

Armatures principales :



$$St \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{45, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

- Appui: $St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ condition vérifiée
- Travée: $St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$St \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{60, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

- Appui: $St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$condition vérifiée
- Travée: $St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$condition vérifiée

• Entraînement des barres [art A.6.3.1 /BAEL 91]

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \tau_{se,u} = \Psi \times f_{t28}$$

$$\tau_{se,u} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}$$

$$\sum U_i = \emptyset n \pi = 3.14 \times 4 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{29,42 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 2,00 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \tau_{se} = 2,00 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• Ancrage des barres : [art A.6.1.221 /BAEL 91]

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.3 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).

$$l_c = 0.4 l_s \Rightarrow l_c = 0.4 \times 35.3 = 14.12 \text{ cm.}$$

• Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1 /BAEL 91]

Il faut vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

La fissuration est peu préjudiciable [art A.5.1.211 /BAEL 91]

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{29,42 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,227 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.227 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

f)-Vérification à l'ELS

3. Etat limite d'ouverture des fissures : La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

4. Etat limite de résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}, K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

• Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 AS}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,242 \Rightarrow \beta_1 = 0,921 \Rightarrow \alpha = 0,237 \Rightarrow K = 0,0121$$

$$M_a = 1,43 \text{ KN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{1,43 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 38,04 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 38,04 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,0121 \times 38,04 = 0,46 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• En travée :

$$\rho = \frac{100 AS}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,242 \Rightarrow \beta_1 = 0,921 \Rightarrow \alpha = 0,237 \Rightarrow K = 0,0121$$

$$M_t = 4,06 \text{ KN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{4,06 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 108,00 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 108,00 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,0121 \times 108,00 = 1,31 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

4. Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :
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 du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{aligned} \checkmark \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \checkmark \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \checkmark \quad & \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{345} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5qsl^4}{384.Ev.If_v} \leq \bar{f} \quad \text{avec : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{345}{500} = 0,69 \text{ cm}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère. ($E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,9 \text{ MPa}$)

$q_s = \max \{7,25 \text{ KN/ml}, 10,08 \text{ KN/ml}\} = 10,08 \text{ KN/ml}$.

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 . I_0}{1 + \mu . \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section

• Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15[A_{st}(h/2 - c) + A_{sc}(h/2 - c')]$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15[4,52(15 - 2)]$$

$$I_0 = 29006,4 \text{ cm}^4$$

• Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{4,52}{100 \times 15} = 0,003$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \text{ ft}28}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,003} = 2,8$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \text{ ft}28}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + \text{ft}28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 348 + 2,1}$$

$$\mu = 0,414$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 . I_0}{1 + \mu . \lambda_v} = \frac{1,1 . 29006,4}{1 + 0,414 . 2,8} = 14777,25 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{5 \times 10,08 \times 10^3 \times 4,15^4}{384 \times 10818,9 \times 10^6 \times 14777,25 \times 10^{-8}} = 0,024 \text{ cm} < 0,83 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

B)-Etude de la volée 2

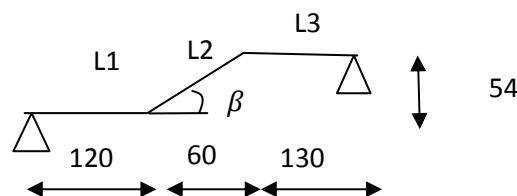


Fig III.8-Schéma statique de la volée 2

a)-Dimensionnement de la paillasse :

Le dimensionnement est donné par la relation $L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$

$$\text{tg}\beta = H/L = 54/60 = 0,9 ; \quad \beta = 41,98^\circ$$

$$\cos \beta = L/L_2 \rightarrow L_2 = L/\cos \beta = 60/\cos 41,98 = 80,71 \text{ cm.}$$

$$\text{Dou: } L_0 = L_1 + L_2 + L_3 = 120 + 80,71 + 130 = 330,71 \text{ cm}$$

$$330,71 / 30 \leq e_p \leq 330,71 / 20 \rightarrow 11,02 \leq e_p \leq 16,53$$

on opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$

On prend la même épaisseur pour le palier $e_p = 15 \text{ cm}$.

b)-Détermination des charges et des surcharges

- ♦ **Palier :** $G_1 = 4,75 \text{ kN/ml}$
- ♦ **Volée :** $G_2 = 7,90 \text{ kN/ml}$
- ♦ **Surcharge d'exploitation :** $Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ kN/ml}$

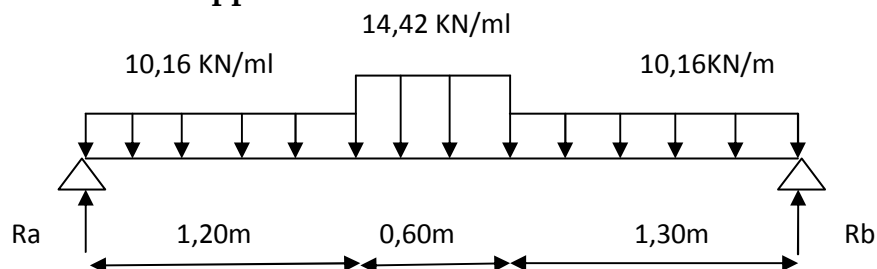
Combinaison des charges

- **Palier :** ELU : $q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 2,5 = 10,16 \text{ kN/ml}$
ELS : $q_{s1} = G_1 + Q = 4,75 + 2,5 = 7,25 \text{ kN/ml}$
- **Volée :** ELU : $q_{u2} = 1,35 G_2 + 1,5 Q = 1,35 \times 7,90 + 1,5 \times 2,5 = 14,42 \text{ kN/ml}$
ELS : $q_{s2} = G_2 + Q = 7,90 + 2,5 = 10,40 \text{ kN/ml}$

c)-Calcul des réactions d'appuis et les efforts internes.

❖ **Calcul à l'ELU :**

-Calcul les réactions d'appuis



$$R_a = 17,07 \text{ kN} ; R_b = 16,98 \text{ kN}$$

-Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

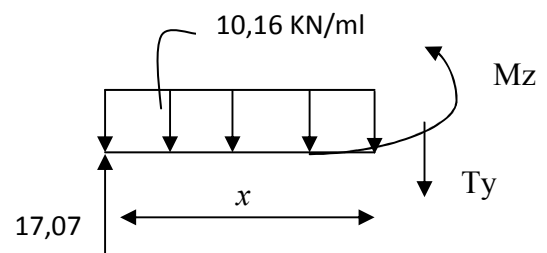
Tronçon N°1 : $0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$

$$T_y = - 10,16 x + 17,07$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad T_y = 17,07 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x = 1,20 \quad T_y = 4,88 \text{ kN}$$

$$M_z = -10,16 \frac{x^2}{2} + 17,07 x$$



Pour $x = 0$ $M_z = 0 \text{ kN.m}$

Pour $x = 1,20$ $M_z = 13,17 \text{ kN.m}$

Tronçon N°2 : $1,20 \leq x \leq 1,80 \text{ m}$

$T_y = -14,42 x + 22,18$

Pour $x = 1,20$ $T_y = 4,88 \text{ kN}$

Pour $x = 1,80$ $T_y = -3,78 \text{ kN}$

$M_z = -7,21 x^2 + 22,18 x - 3,07$

Pour $x = 1,20$ $M_z = 13,17 \text{ kN.m}$

Pour $x = 1,80$ $M_z = 13,49 \text{ kN.m}$

$\frac{d M_z(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = -14,42 x + 22,18 = 0 \rightarrow x = 1,54 \text{ m}$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de $x = 1,54 \text{ m}$

Donc : $M_z^{\max} = -7,21 (1,54)^2 + 22,18(1,54) - 3,07$

$M_z^{\max} = 13,99 \text{ kN.m}$

Tronçon N°3 : $0 \leq x \leq 1,30 \text{ m}$

$T_y = 10,16 x - 16,98$

Pour $x = 0$ $T_y = -16,98 \text{ kN}$

Pour $x = 1,30$ $T_y = -3,78 \text{ kN}$

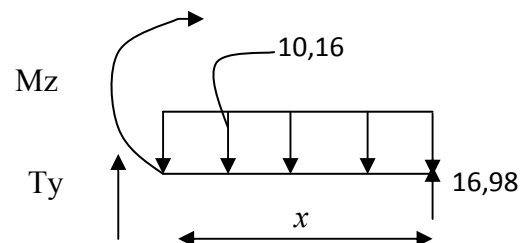
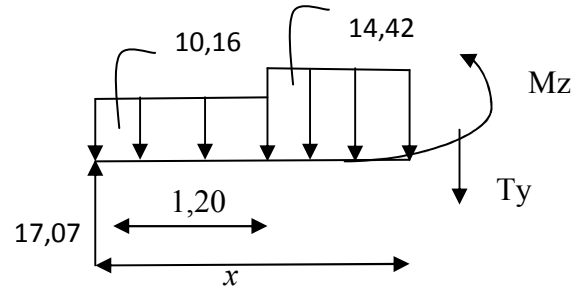
$M_z = -10,16 \frac{x^2}{2} + 16,98 x$

Pour $x = 0$ $M_z = 0 \text{ kN.m}$

Pour $x = 1,30$ $M_z = 13,49 \text{ kN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{\max} = -4,20 \text{ kN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 11,89 \text{ kN.m}$



-Diagramme des efforts internes

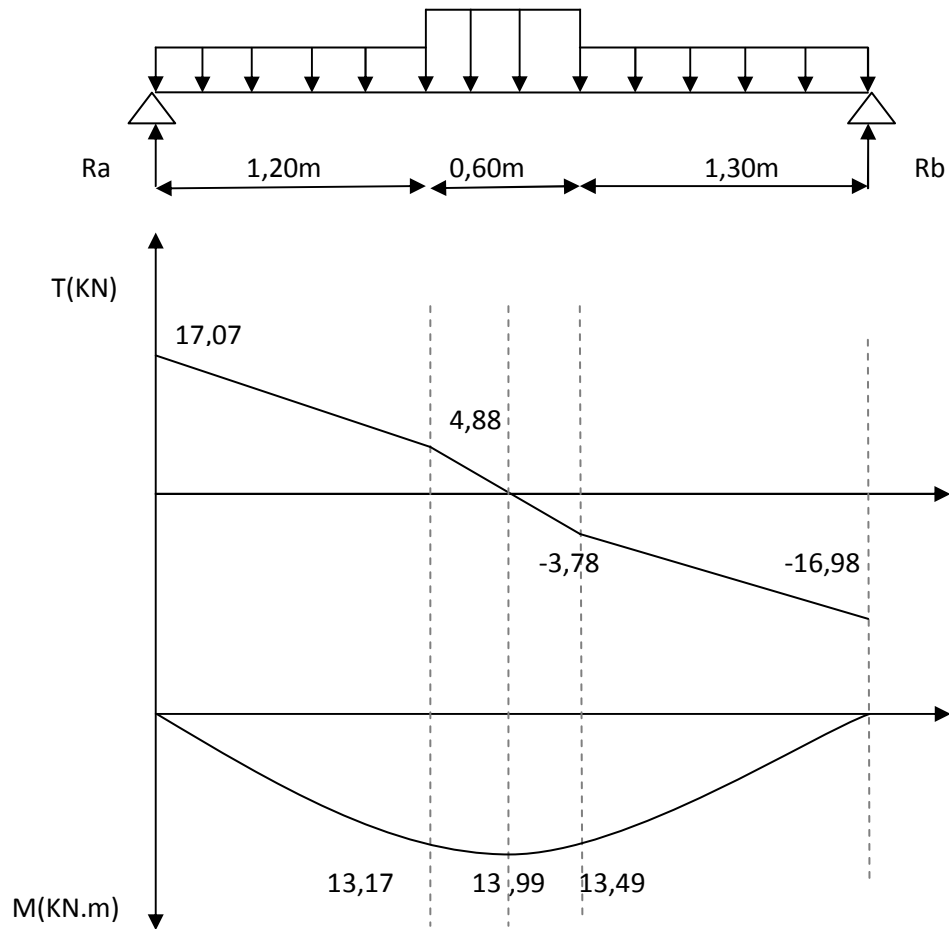
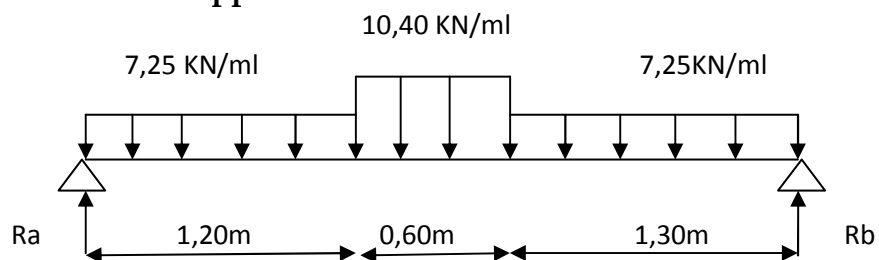


Fig III.9- Diagramme des efforts internes à l'ELU de l'escalier étage courant volée 2

❖ Calcul à l'ELS :

-Calcul les réactions d'appuis



$$R_a = 12,21 \text{ kN} \quad ; \quad R_b = 12,15 \text{ kN}$$

-Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tronçon N°1 : $0 \leq x \leq 1,20$ m

$$T_y = -7,25 x + 12,21$$

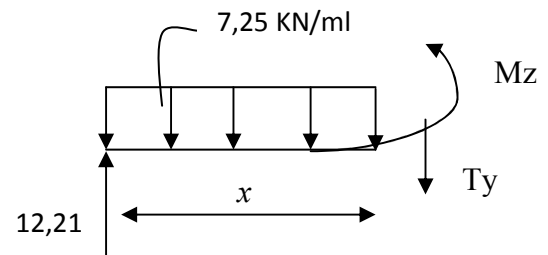
Pour $x = 0$ $T_y = 12,21$ kN

Pour $x = 1,20$ $T_y = 3,51$ kN

$$M_z = -7,25 \frac{x^2}{2} + 12,21 x$$

Pour $x = 0$ $M_z = 0$ kN.m

Pour $x = 1,20$ $M_z = 9,44$ kN.m



Tronçon N°2 : $1,20 \leq x \leq 1,80$ m

$$T_y = -10,40 x + 15,99$$

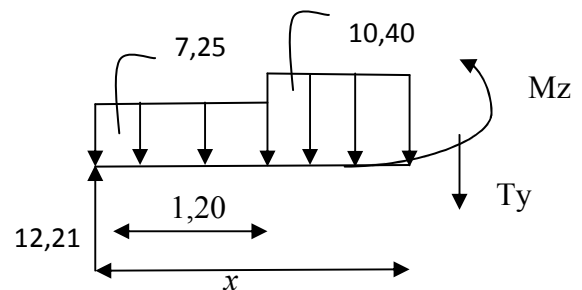
Pour $x = 1,20$ $T_y = 3,51$ kN

Pour $x = 1,80$ $T_y = -2,73$ kN

$$M_z = -5,20 x^2 + 15,99 x - 2,26$$

Pour $x = 1,20$ $M_z = 9,44$ kN.m

Pour $x = 1,80$ $M_z = 9,67$ kN.m



$$\frac{d M_z(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = -10,40 x + 15,99 = 0 \rightarrow x = 1,54 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de $x = 1,54$ m

Donc : $M_z^{\max} = -5,20 (1,54)^2 + 15,99 (1,54) - 2,26$

$M_z^{\max} = 10,03$ kN.m

Tronçon N°3 : $0 \leq x \leq 1,30$ m

$$T_y = 7,25 x - 12,15$$

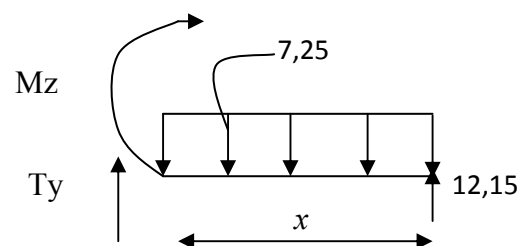
Pour $x = 0$ $T_y = -12,15$ kN

Pour $x = 1,30$ $T_y = -2,73$ kN

$$M_z = -7,25 \frac{x^2}{2} + 12,15 x$$

Pour $x = 0$ $M_z = 0$ kN.m

Pour $x = 1,30$ $M_z = 9,67$ kN.m



En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -3,01 \text{ kN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 8,53 \text{ kN.m}$

-Diagramme des efforts internes

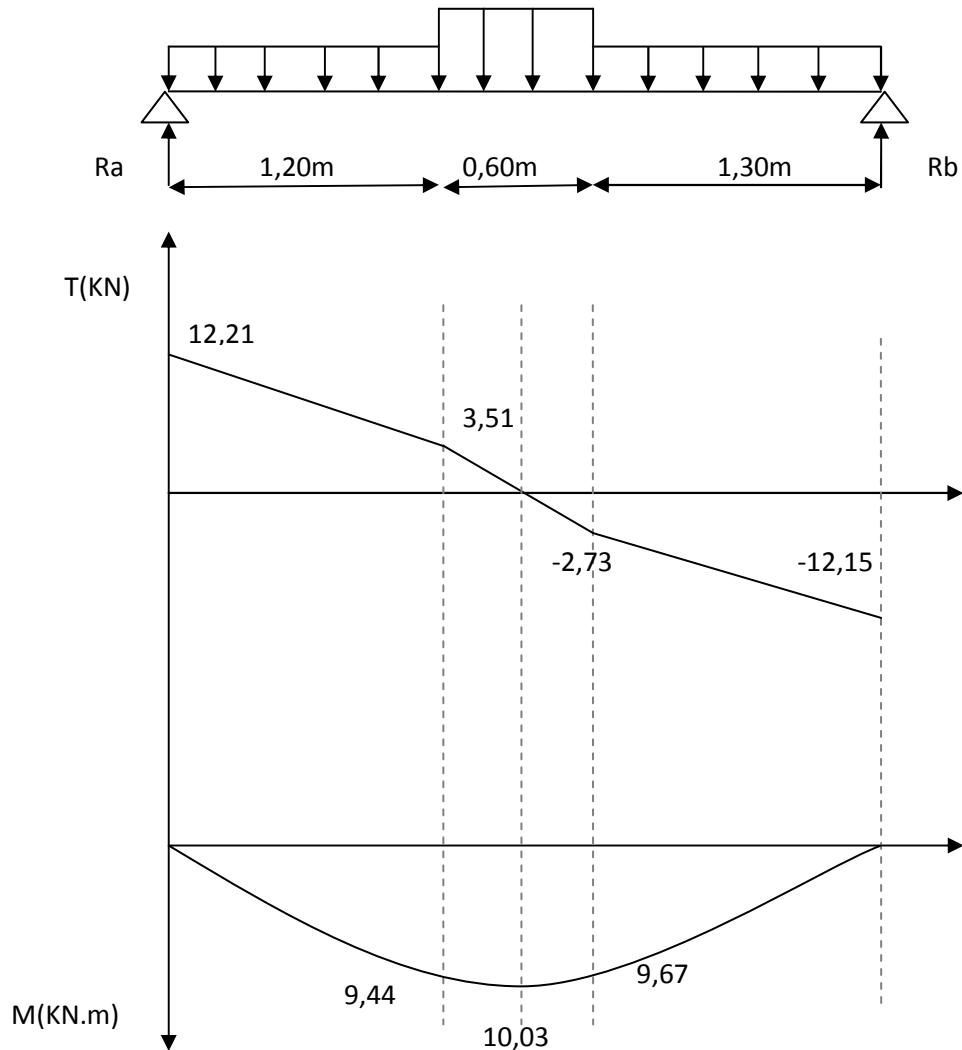


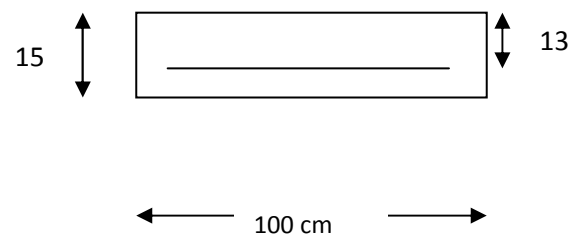
Fig III.10- Diagramme des efforts internes à l'ELS de l'escalier étage courant volée 2

d)-Calcul du ferrailage à l'ELU:

❖ Aux appuis :

$$M_u^a = 4,20 \text{ kN.m}$$

- Armature principales :



$$\mu = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,20 \times 10^5}{100 \times (13^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,018 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,018 \quad : \beta = 0,991$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{4,20 \times 10^5}{0,991 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 0,94 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA10 /ml = 3.14cm²** ; avec un espacement de St =25cm.

- Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA8 /ml = 2,01 cm²** ; avec un espacement de St =25cm.

❖ **En travée :** $M_u^t = 11,89 \text{ KN.m}$

- Armature principales :

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,89 \times 10^5}{100 \times (13^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,05 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,05 \quad : \beta = 0,974$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{11,89 \times 10^5}{0,974 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 2,70 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA10 /ml = 3.14cm²** ; avec un espacement de St =25cm.

- Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA8 /ml = 2,01 cm²** ; avec un espacement de St =25cm.

e)-Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : [art A.4.2.1 /BAEL 91]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

- En travées : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

- **Espacement des barres [art A.8.2, 42 / BAEL]**

Armatures principales :

$$St \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{45, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

- Appui: $St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ condition vérifiée
- Travée: $St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$St \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{60, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

- Appui: $St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$condition vérifiée

- Travée: $St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$condition vérifiée

• **Entrainement des barres [art A.6.3.1 /BAEL 91]**

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \tau_{se,u} = \Psi \times f_{t28}$

$$\tau_{se,u} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}$$

$$\sum U_i = \emptyset n \pi = 3.14 \times 4 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{31.83 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 2.17 \text{ MPa}$$

On a : $\tau_{se} = 2.17 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

• **Ancrage des barres : [art A.6.1.221 /BAEL 91]**

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.3 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).

$$l_c = 0.4 l_s \Rightarrow l_c = 0.4 \times 35.3 = 14.12 \text{ cm.}$$

• **Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1 /BAEL 91]**

Il faut vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

La fissuration est peu préjudiciable [art A.5.1.211 /BAEL 91]

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17.07 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.132 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.132 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

f)-Vérification à l'ELS

1. État limite d'ouverture des fissures : La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

2. Etat limite de résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}, K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

• **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \Rightarrow \beta_1 = 0.921 \Rightarrow \alpha = 0.237 \Rightarrow K = 0.0121$$

$$M_a = 3,01 \text{ kN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{3,01 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 80,06 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 80,06 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,0121 \times 80,06 = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242 \Rightarrow \beta_1 = 0,921 \Rightarrow \alpha = 0,237 \Rightarrow K = 0,0121$$

$$M_t = 8,53 \text{ kN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{8,53 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 226,89 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 226,89 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,0121 \times 226,89 = 2,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

3. Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

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 du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{aligned} \checkmark \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \checkmark \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \checkmark \quad & \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{310} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5 q_s l^4}{384 E_v I_f v} \leq \overline{f} \quad \text{avec : } \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{310}{500} = 0,62 \text{ cm}$$

Avec :

$$E_v : \text{Module de la déformation diffère. } (E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,9 \text{ MPa})$$

$$q_s = \max \{7,25 \text{ KN/ml}, 10,08 \text{ KN/ml}\} = 10,08 \text{ KN/ml.}$$

Ifv : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I₀ : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section

• **Calcul de I₀ :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15[A_{st}(h/2 - c) + A_{sc}(h/2 - c')]$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15[3,14(15 - 2)]$$

$$I_0 = 28739,25 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 15} = 0,0021$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \text{ ft}28}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,0021} = 4$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \text{ ft}28}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + \text{ft}28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0021 \times 348 + 2,1}$$

$$\mu = 0,268$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \mu \cdot \lambda_v} = \frac{1,1 \cdot 28739,25}{1 + 0,268 \cdot 4} = 15399,15 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{5 \times 10,08 \times 10^3 \times 4,15^4}{384 \times 10818,9 \times 10^6 \times 15399,15 \times 10^{-8}} = 0,0234 \text{ cm} < 0,83 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.2-Les poutres palières

A)-Étude de la poutre palière Ssol 1 et 2

C'est une poutre de section rectangulaire, encastrée à ces deux extrémités

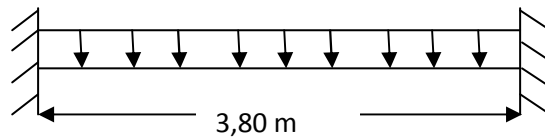


Fig III.11-Schéma statique de la poutre palière ssol 1 et 2

1- Pré dimensionnement

➤ La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

h_t : Hauteur de la poutre.

L_{max} : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$L_{max} = 3,80 \text{ m} \rightarrow \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \rightarrow 25,33 \leq h_t \leq 38$$

Soit : $h_t = 30 \text{ cm}$.

➤ La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{d'où} \quad 12 \leq b \leq 21$$

Soit $b = 25 \text{ cm}$.

• Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $25 \geq 20 \text{ cm}$ la condition est Vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$ $30 \geq 30 \text{ cm}$ la condition est Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$ $30/25 = 1,2 \leq 4$ la condition est Vérifiée.

2- Évaluation des charges

Charge supportée par la poutre:

- Poids propre de la poutre: $0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875 \text{ kN/m}$
- Réaction du palier et la paillasse sur la poutre : $R_u = 25,01 \text{ kN}$; $R_s = 18 \text{ kN}$

$$\text{ELU: } q_u = 1.35 G + R_B = 1.35 \times 1,875 + 25,01 = 27,54 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + R_B = 1,875 + 18 = 19,875 \text{ kN/ml}$$

3- Détermination des efforts internes

❖ Moment fléchissant

$$\text{ELU: } M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{27,54 \cdot 3,80^2}{8} = 49,71 \text{ kN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement aux appuis :

- Aux appuis : $M_a = -0,3 \times 49,71 = -14,91 \text{ kN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 \times 49,71 = 42,25 \text{ kN.m}$

ELS: $M_s = \frac{qs l^2}{8} = \frac{19,875 \times 3,80^2}{8} = 35,87 \text{ kNm}$

En tenant compte de l'encastrement aux appuis :

- Aux appuis : $M_a = -0,3 \times 35,87 = -10,76 \text{ kNm}$
- En travée : $M_t = 0,85 \times 35,87 = 28,70 \text{ kNm}$

❖ **Effort tranchant:**

ELU: $T_u = \frac{qu l}{2} = \frac{27,54 \times 3,80}{2} = 52,33 \text{ kN}$

ELS: $T_s = \frac{qs l}{2} = \frac{19,875 \times 3,80}{2} = 37,76 \text{ kN}$

4- Diagramme des efforts internes

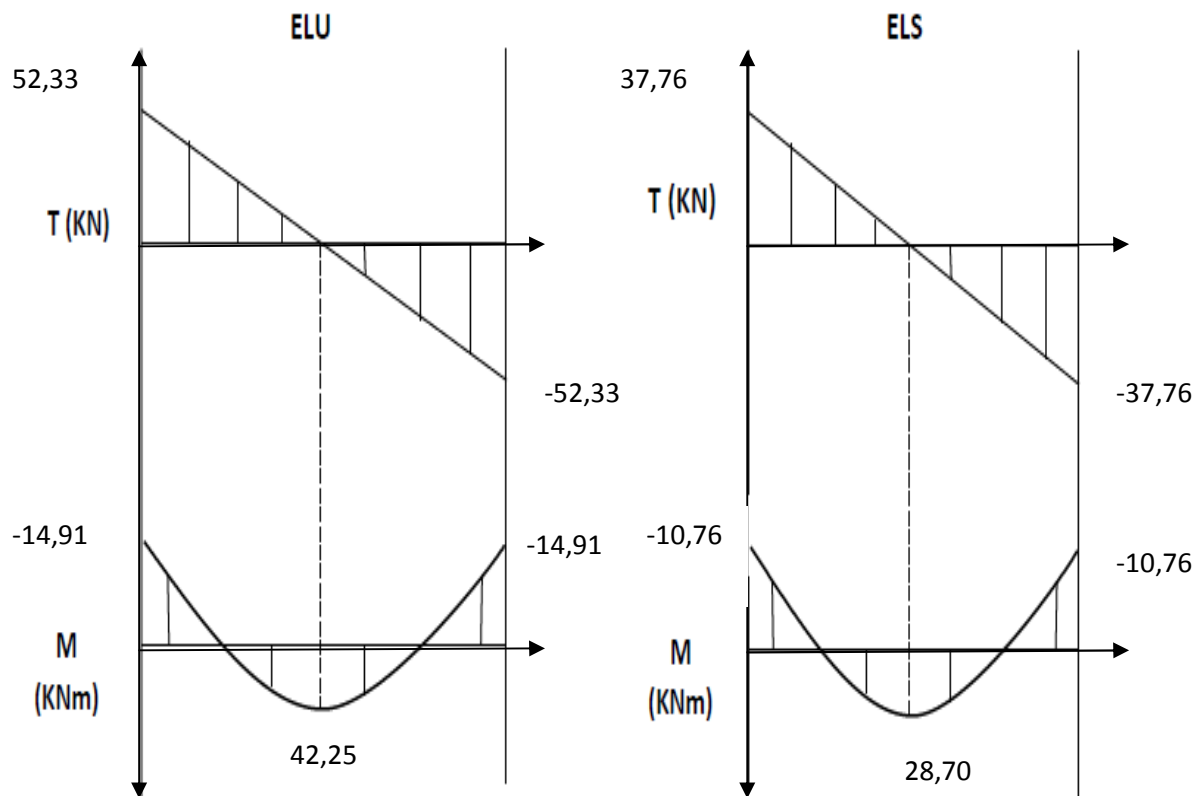


Fig III.12-Diagramme des efforts internes de la poutre palier.

5- Calcul des armatures principales

(h =30 cm, b=25 cm ,c=3 cm ,d=27 cm)

➤ **Aux appuis:** $M_a = 14,91 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,91 \times 10^5}{25 \times (27^2) \times 14.2 \times 10^2} = 0,058 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,058 \quad ; \quad \beta = 0,970$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{14,91 \times 10^5}{0,970 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 1,63 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3,39 cm²**

➤ **En travée :** $M_t = 42,25 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{42,25 \times 10^5}{25 \times (27^2) \times 14.2 \times 10^2} = 0,163 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,163 \quad : \quad \beta = 0,911$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{42,25 \times 10^5}{0,911 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 4,93 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3 HA16 = 6,03 cm²**

6- Vérification à l'ELU

- **Vérification de la section d'armature [Article 7.5.2.1 RPA]**

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux le long de la poutre est de 0.5 % en toute section :

$$A_{min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 3,39 + 6,03 = 9,42 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Condition de non fragilité : [art A.4.2.1 /BAEL 91]**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,81 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

- En travées : $A_t = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

- **Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1 /BAEL 91]**

Il faut vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

La fissuration est peu préjudiciable [art A.5.1.211 /BAEL 91]

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{52,33 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,78 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Ancrage des barres : [art A.6.1.221 /BAEL 91]**

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56,44 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).

$$l_c = 0.4 l_s \Rightarrow l_c = 0.4 \times 56,44 = 22,58 \text{ cm.}$$

- **Entrainement des barres [art A.6.3.1 /BAEL 91]**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} < \tau_{se,u} = \Psi \times f_{t28}$$

$$\tau_{se,u} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \phi_n \pi = 16 \times 3 \times \pi = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} = \frac{52,33 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 150,72} = 1,43 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \tau_{se} = 1,43 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

7- Calcul des armatures transversales et les vérifications :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right\} \leq \min \{ 8,57 ; 16 ; 25 \}$$

Les armatures transversales seront réalisées par 1cadre + 1étrier de HA8.

$$\text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement des barres : [Article 7.5.2.2 RPA 99]**

a) **En zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\} \leq \min \{ 7,5 ; 19,2 ; 30 \} \longrightarrow St = 10 \text{ cm}$$

b) **En zone courante:**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \longrightarrow St = 15 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier :

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{t_{\min}} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

8- Vérification à l'ELS :

5. Etat limite d'ouverture des fissures : La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

6. Etat limite de résistance du béton à la compression :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}, K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

• **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502 \Rightarrow \beta_1 = 0,893 \Rightarrow \alpha = 0,321 \Rightarrow K = 0,032$$

$$M_a = 10,76 \text{ kN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{10,76 \times 10^6}{0,893 \times 270 \times 3,39 \times 10^2} = 131,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,032 \times 131,64 = 4,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 6,03}{25 \times 27} = 0,893 \Rightarrow \beta_1 = 0,867 \Rightarrow \alpha = 0,399 \Rightarrow K = 0,044$$

$$M_t = 28,70 \text{ kN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{28,70 \times 10^6}{0,867 \times 270 \times 6,03 \times 10^2} = 203,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,044 \times 203,32 = 8,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

7. Etat limite de déformation (Vérification de la flèche)

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{380} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{380} = 0,08 = \frac{1}{10} \times \frac{28,70}{35,87} = 0,08 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{6,03 \cdot 10^2}{250 \cdot 270} = 0,0089 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales : 3HA12 aux appuis.

3HA16 en travée.

Armatures transversales : 1 cadre et 1 étrier en HA8.

B) -Étude de la poutre palière du l'étage courant (brisé) :

Étant donné que l'escalier à 02 paliers de repos, la poutre palière sera brisée, partiellement encastrée dans les poteaux. $\beta=41,98^\circ$

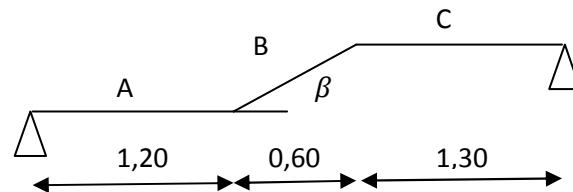


Fig III.13-Schéma statique de la poutre palière brisé

1-Pré dimensionnement :

➤ La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

ht : Hauteur de la poutre.

Lmax : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$L_{max} = 3,30 \text{ m} \rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \rightarrow 22 \leq ht \leq 33$$

Soit : ht = 35 cm.

➤ La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0,4 \text{ ht} \leq b \leq 0,7 \text{ ht} \text{ d'où } 14 \leq b \leq 24,5$$

Soit b = 25cm.

• **Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)**

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm}$ la condition est Vérifiée.

- $ht \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm}$ la condition est Vérifiée.

- $ht / b \leq 4 \dots\dots\dots 35/25 = 1,4 \leq 4$ la condition est Vérifiée.

2-Évaluation des charges

Charge supportée par la poutre:

- Poids propre de la poutre:

Partie A et C : $G1 = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,19 \text{ kN/ml}$

Partie B : $G2 = 25 \times 0,25 \times 0,35 \times \frac{1}{\cos 41,98} = 2,95 \text{ kN/ml}$

- Réaction du palier et la paillasse sur la poutre : $R_u^b = 53,39 \text{ kN}$; $R_s^b = 38,57 \text{ kN}$

ELU: $qu1 = 1,35 G1 + R_u^b = 1,35 \times 2,19 + 53,39 = 56,35 \text{ kN/ml}$

$qu2 = 1,35 G2 = 1,35 \times 2,95 = 3,98 \text{ kN/ml}$

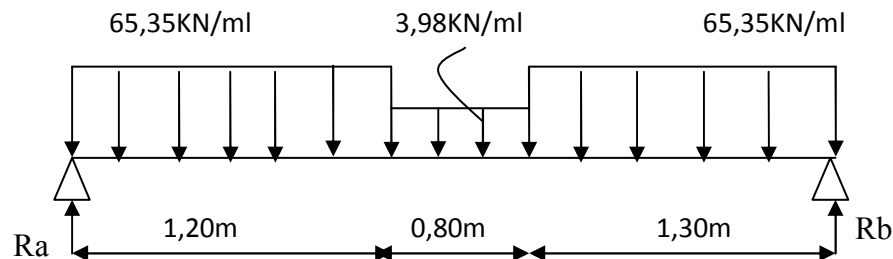
ELS: $qs1 = G1 + R_s^b = 2,19 + 38,57 = 40,76 \text{ kN/ml}$

$qs2 = G2 = 2,95 \text{ kN/ml}$

3-Détermination des efforts internes

Calcul les réactions d'appuis

$$R_a = 82,54 \text{ kN} \quad ; \quad R_b = 84,02 \text{ kN}$$



Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tronçon N°1 : $0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$

$$T_y = -65,35 x + 82,54$$

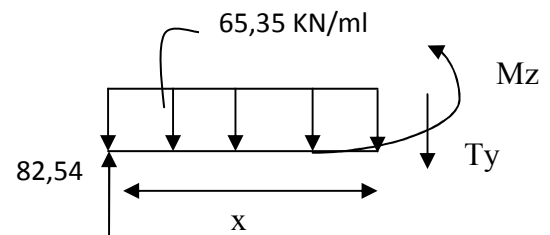
$$\text{Pour } x = 0 \quad T_y = 82,54 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x = 1,20 \quad T_y = 4,12 \text{ kN}$$

$$M_z = -65,35 \frac{x^2}{2} + 82,54 x$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad M_z = 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour } x = 1,20 \quad M_z = 51,99 \text{ kN.m}$$



Tronçon N°2 : $1,20 \leq x \leq 2,00 \text{ m}$

$$T_y = -3,98 x + 8,9$$

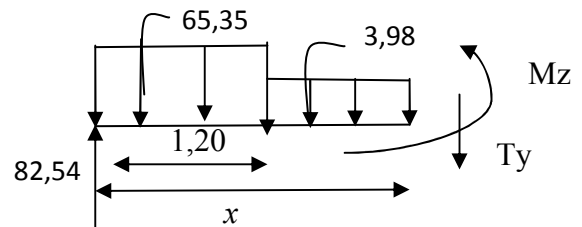
$$\text{Pour } x = 1,20 \quad T_y = 4,12 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x = 2,00 \quad T_y = 0,94 \text{ kN}$$

$$M_z = -1,99 x^2 + 8,9 x + 44,18$$

$$\text{Pour } x = 1,20 \quad M_z = 51,99 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour } x = 2,00 \quad M_z = 54,01 \text{ kN.m}$$



Tronçon N°3 : $0 \leq x \leq 1,30 \text{ m}$

$$T_y = 65,35 x - 84,02$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad T_y = -84,02 \text{ kN}$$

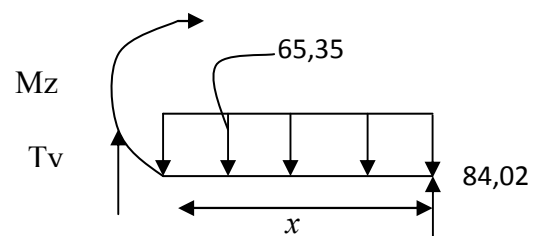
$$\text{Pour } x = 1,30 \quad T_y = 0,94 \text{ kN}$$

$$M_z = -65,35 \frac{x^2}{2} + 84,02 x$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad M_z = 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour } x = 1,30 \quad M_z = 54,01 \text{ kN.m}$$

$$\frac{d M_z(x)}{dx} = 0 \quad T_y = 65,35 x - 84,02 = 0 \quad x = 1,29 \text{ m}$$



Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de $x = 1,29\text{m}$

Donc : $M_z^{\max} = -65,35 \frac{1,29^2}{2} + 84,02 (1,29)$

$M_z^{\max} = 54,01 \text{ KN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{\max} = -16,20 \text{ kN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 45,91 \text{ kN.m}$

4-Diagramme des efforts internes

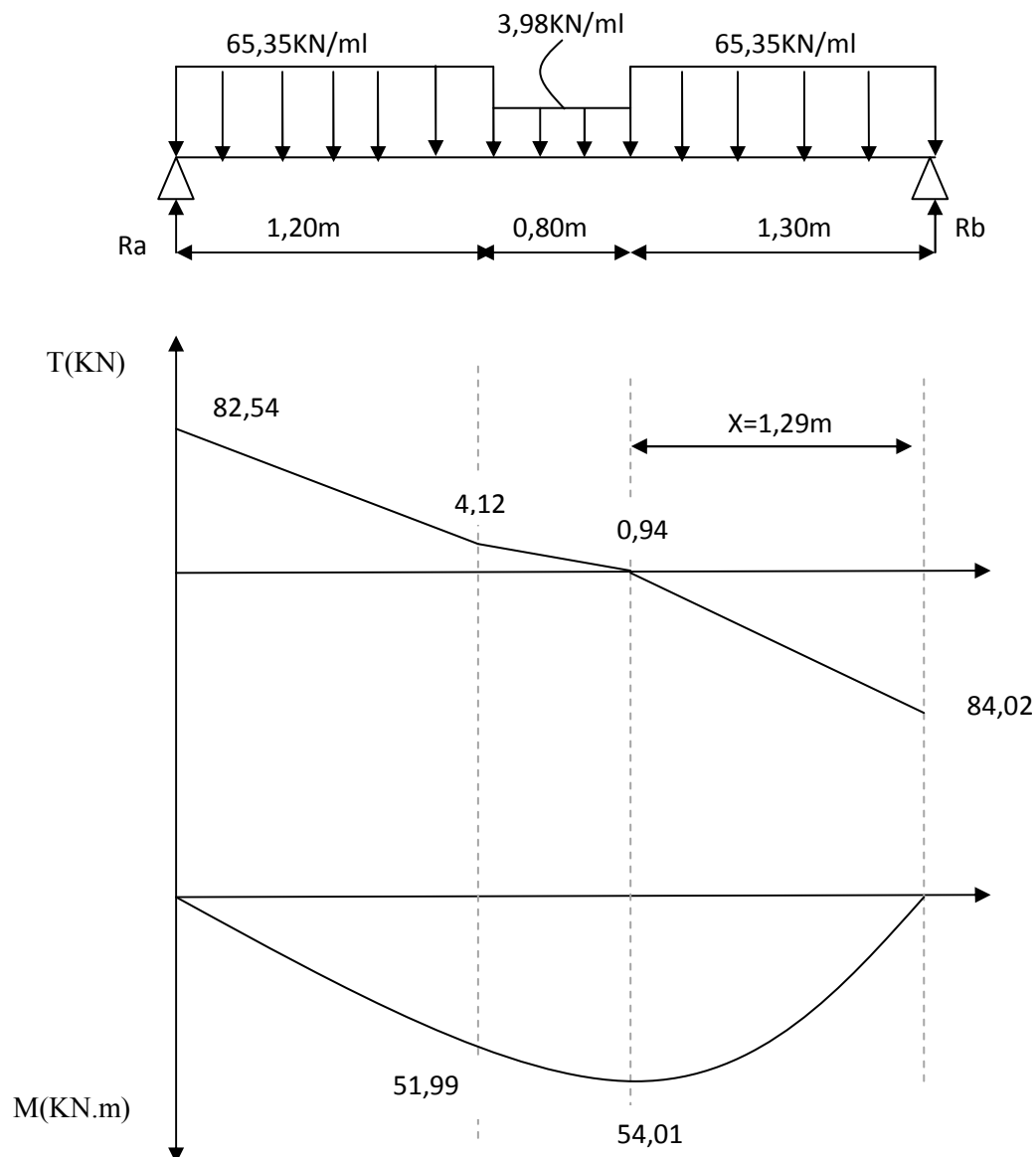


Fig III.14-Diagramme des efforts internes à l'ELU de la poutre brisée

5-Calcul des armatures à l'ELU:

(h = 35 cm, b = 25 cm, c = 3 cm, d = 32 cm)

➤ **Aux appuis:** $M_a = 16,20 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16,20 \times 10^5}{25 \times (32^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,045 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,045 \quad ; \quad \beta = 0,977$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{16,20 \times 10^5}{0,977 \times 32 \times 348 \times 10^2} = 1,49 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3,39 cm²**➤ **En travée :** $M_t = 45,91 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{45,91 \times 10^5}{25 \times (32^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,126 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,126 \quad : \quad \beta = 0,932$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{45,91 \times 10^5}{0,932 \times 32 \times 348 \times 10^2} = 4,42 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3 HA14 = 4,62 cm²****6-Vérification à l'ELU**

- **Vérification de la section d'armature [Article 7.5.2.1 RPA] :**

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux le long de la poutre est de 0.5 % en toute section :

$$A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 3,39 + 4,62 = 8,01 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1 /BAEL 91]**

Il faut vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

La fissuration est peu préjudiciable [art A.5.1.211 /BAEL 91]

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{84,02 \times 10^3}{250 \times 320} = 1,05 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,05 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Ancrage des barres : [art A.6.1.221 /BAEL 91]**

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi_{fe}}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage d'après l'article (**Art A.6.1.253 BAEL91 mod99**).

$$l_c = 0,4 l_s \Rightarrow l_c = 0,4 \times 49,38 = 20 \text{ cm.}$$

• Entraînement des barres [art A.6.3.1 /BAEL 91]

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} < \tau_{se,u} = \Psi \times f_{t28}$

$$\tau_{se,u} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}$$

$$\sum U_i = \phi_n \pi = 3,14 \times 3 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} = \frac{84,02 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 131,88} = 2,21 \text{ MPa}$$

On a : $\tau_{se} = 2,21 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

7- Calcul des armatures transversales et les vérifications :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right\} \leq \min \{ 10 ; 14 ; 25 \}$$

Les armatures transversales seront réalisées par 1cadre + 1étrier de HA8.

Soit : **At = 4HA8 = 2,01 cm²**.

• Espacement des barres : [Article 7.5.2.2 RPA 99]

c) En zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\} \leq \min \{ 8,75 ; 16,8 ; 30 \} \longrightarrow St = 8 \text{ cm}$$

d) En zone courante:

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \longrightarrow St = 15 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier :

$$At = 2,01 \text{ cm}^2 \geq At_{\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,12 \text{ cm}^2 \text{condition vérifiée}$$

8-Vérification à l'ELS

Après tous les calculs on trouve :

$$R_a = 51,67 \text{ kN} ; R_b = 52,59 \text{ kN}$$

$$M_{s_{\max}} = 33,92 \text{ kN.m} ; T_{s_{\max}} = 52,59 \text{ kN}$$

En tenant compte de l'encastrement aux appuis :

- Aux appuis : $M_a = -0,3 \times 33,92 = -10,18 \text{ kN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 \times 33,92 = 28,83 \text{ kN.m}$

1.Etat limite d'ouverture des fissures : La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

2. Etat limite de résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}, K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

• Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 32} = 0,4237 \Rightarrow \beta_1 = 0,900 \Rightarrow \alpha = 0,300 \Rightarrow K = 0,028$$

$$M_a = 10,18 \text{ KN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{10,18 \times 10^6}{0,900 \times 320 \times 3,39 \times 10^2} = 104,27 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,028 \times 104,27 = 2,92 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• En travée :

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 32} = 0,580 \Rightarrow \beta_1 = 0,887 \Rightarrow \alpha = 0,339 \Rightarrow K = 0,034$$

$$M_t = 28,83 \text{ KN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{28,83 \times 10^6}{0,887 \times 320 \times 4,62 \times 10^2} = 219,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,034 \times 219,85 = 7,47 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Etat limite de déformation (Vérification de la flèche)

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{330} = 0,106 > \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{330} = 0,106 > \frac{1}{10} \times \frac{28,83}{33,92} = 0,085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{4,62 \cdot 10^2}{250 \cdot 320} = 0,0057 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.3-Calcul des planchers :

III.3.1- Plancher RDC en corps creux (16+4):

Notre projet est constitué des planchers en corps creux d'épaisseur (16+4) cm. Ils sont constitués de :

- 1- Nervures appelées poutrelles de section en té espacées de 65 cm.
- 2- Le Corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique sa hauteur est 16 cm.
- 3- Une dalle de compression en béton de 04 cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but de:

- ✓ Limiter les risques de fissuration par retrait
- ✓ Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
- ✓ Réaliser un effet de réparation entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges.

1- calcul et ferrailage de la dalle de compression : (BAEL91mod99.Art.B.6.8)

La dalle de compression a une épaisseur de 4cm, elle est armée d'un quadrillage d'armatures de nuance (fe520) dont les dimensions des mailles ne doit pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le calcul sera effectué pour le plancher le plus sollicité qui est le plancher (RDC/Ssol).

a- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 L'}{f_e} \quad \text{avec : } A_{\perp} : \text{Section d'armatures [cm}^2\text{/ml]}$$

L' : Entre axes des poutrelles, égal à 65 [cm]

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimé en MPa.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2\text{/ml}$$

Soit : $5T4 = 0,63\text{cm}^2$ avec un espacement : $e = 20\text{cm}$

b- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2\text{/ml}$$

Soit : $5T4 = 0,63\text{cm}^2$ avec un espacement : $e = 20\text{cm}$

Conclusion : on adoptera donc un treillis soudé TLE520 de (20x20)

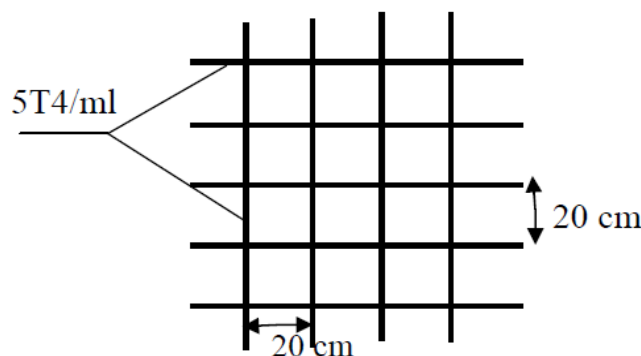


Fig. III.15-Ferrailage de la dalle de compression.

2- Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la longueur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles. Le calcul se fera en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression.

• Dimensionnement de poutrelle:

Les poutrelles travaillent comme une section en T, la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une poutrelle sera déterminée à partir du [art A.4.1.3 BAEL91].

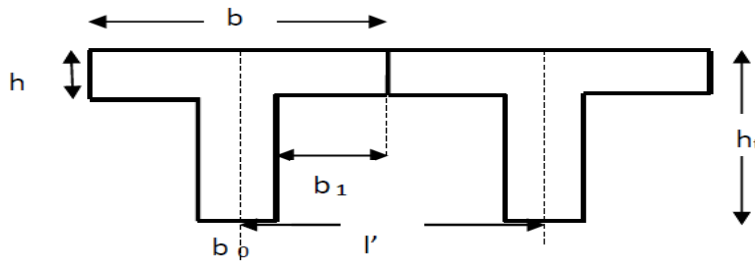


Fig. III.16-Schématisation de la section des poutrelles.

- ✓ b : largeur de la dalle de compression $b=2b_1+b_0$
- ✓ b_0 : largeur de la poutrelle $b_0= 12\text{cm}$
- ✓ h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0=4\text{cm}$
- ✓ l' : entre axes des poutrelles. $l'= 65\text{cm}$
- ✓ ht : hauteur totale de poutrelle. $ht=16+4=20\text{cm}$

• Détermination de b_1 :

D'après [art A.4.1.3 BAEL91] la largeur de la dalle de compression à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle est limité par :

$$b_1 = \min \left(\frac{l' - b_0}{2} ; \frac{L}{10} ; \frac{2 \times L}{3 \times 2} \right)$$

L : portée de la plus grande travée, $L = 3,75 \text{ m}$

$$b_1 = \min (26,5 ; 37,5 ; 125) = 26,5 \text{ cm}$$

On prend: $b_1 = 26.5\text{cm}$

Donc: $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}$

• Calcul de poutrelle :

- la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue qui repose sur plusieurs appuis, elle aura une section en T.

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher du RDC.

- ✓ poids du plancher : $G = 5,10 \times 0,65 = 3,315 \text{ KN/ml}$
- ✓ surcharge d'exploitation : $Q = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ KN/ml}$

➤ Les combinaisons de charge :

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 3,315) + (1,5 \times 2,275) = 7,89 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3,315 + 2,275 = 5,59 \text{ KN/ml}$

➤ Choix de la méthode de calcul :

a-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

• Conditions d'applications (Art B .6.2, 210 BAEL91 mod99):

- ✓ La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/ ml.

$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN/ml} \}$$

$$Q = 2,275 < 5,10 \times 2 = 10,2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ✓ Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées \Rightarrow condition vérifiée.
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 .

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\left. \begin{array}{l} 3,55/1,95 = 1,82 > 1,25 \\ 1,95/3,75 = 0,50 < 0,80 \end{array} \right\} \text{ condition non vérifiée}$$

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable dans notre cas, donc le calcul se fera par la méthode des trois (03) moments.

b-Principe de la méthode des 3 moments

Aux appuis :

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$

En travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i}$$

Et $\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q x^2}{2}$ avec : $\mu(x)$ moment fléchissant isostatique .

La position du moment maximum :

$$\frac{d M(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L_i}$$

Avec :

M_{i+1} ; M_i ; M_{i-1} : sont respectivement les moments en valeur algébrique (pris avec leur signe) sur les $i-1$; i ; $i+1$.

L_i : la portée de la travée à gauche de l'appui i .

L_{i+1} : la portée de la travée à droite de l'appui i .

q_i : la charge répartie à gauche de l'appui i .

q_{i+1} : la charge répartie à droite de l'appui i .

Dans notre cas nous avons les même charges à gauche et à droite de l'appui i . $q_i=q_{i+1}=q_u$

Calcul a l'ELU :

Calcul des moments

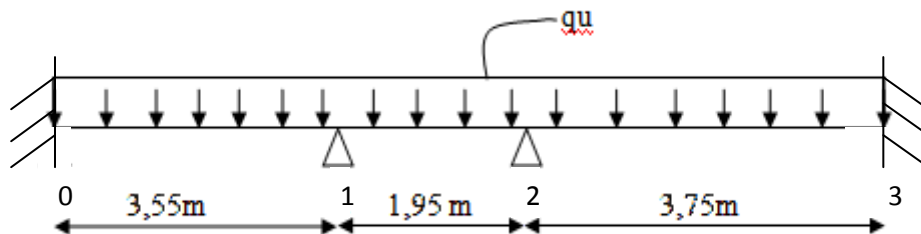


Fig III.17-Schéma statique de la poutrelle

Aux appuis :

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i+l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = - \left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$

✓ Pour l'appui $i=0$:

$$7,1M_0 + 3,55M_1 = -88,25 \dots \dots \dots (1).$$

✓ Pour l'appui $i=1$:

$$3,55M_0 + 11M_1 + 1,95M_2 = -102,88 \dots \dots \dots (2).$$

✓ Pour l'appui $i=2$:

$$1,95M_1 + 11,4M_2 + 3,75M_3 = -118,67 \dots \dots \dots (3).$$

✓ Pour l'appui $i=3$:

$$3,75M_2 + 7,5M_3 = -104,02 \dots \dots \dots (4).$$

Resolution des équation :

$$(1) \quad M_0 = -0,5M_1 - 12,43 \dots \dots \dots (1')$$

$$(1') \text{ dans } (2) \quad M_1 = -0,21M_2 - 6,37 \dots \dots \dots (2')$$

$$(2') \text{ dans } (3) \quad M_2 = -0,34M_3 - 9,67 \dots \dots \dots (3')$$

$$(3') \text{ dans } (4) \quad M_3 = -10,89 \dots \dots \dots (4')$$

Après la résolution on trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 = -9,85 \text{ KN.m} \\ M_1 = -5,17 \text{ KN.m} \\ M_2 = -5,96 \text{ KN.m} \\ M_3 = -10,89 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On réduisant les moments aux appuis de 1/3 on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 = -6,57 \text{ KN.m} \\ M_1 = -3,44 \text{ KN.m} \\ M_2 = -3,97 \text{ KN.m} \\ M_3 = -7,26 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

En travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i}$$

$$\text{Et } \mu(x) = \frac{ql}{2} x - \frac{qx^2}{2} \quad x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql}$$

Travée	L(m)	qu (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	X (m)	$\mu(x)$ (KN.m)	Mt (KN.m)
0-1	3,55	7,89	-6,57	-3,44	1,89	12,38	7,48
1-2	1,95	7,89	-3,44	-3,97	0,94	3,75	0,06
2-3	3,75	7,89	-3,97	-7,26	1,76	13,82	8,31

Tab III.3-Moment en travée des poutrelles à l'ELU

Calcul des efforts tranchants :

$$V_i = ql/2 + (M_{i+1} - M_i)/l_i$$

$$V_{i+1} = -ql/2 + (M_{i+1} - M_i)/l_i$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Travée	L(m)	qu (KN/ml)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V_i (KN)	V_{i+1} (KN)
0-1	3,55	7,89	-6,57	-3,44	14.89	-13.12
1-2	1,95	7,89	-3,44	-3,97	7,42	-7.97
2-3	3,75	7,89	-3,97	-7,26	13.92	-15,67

Tab III.4-Effort tranchant dans les poutrelles à l'ELU.

Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

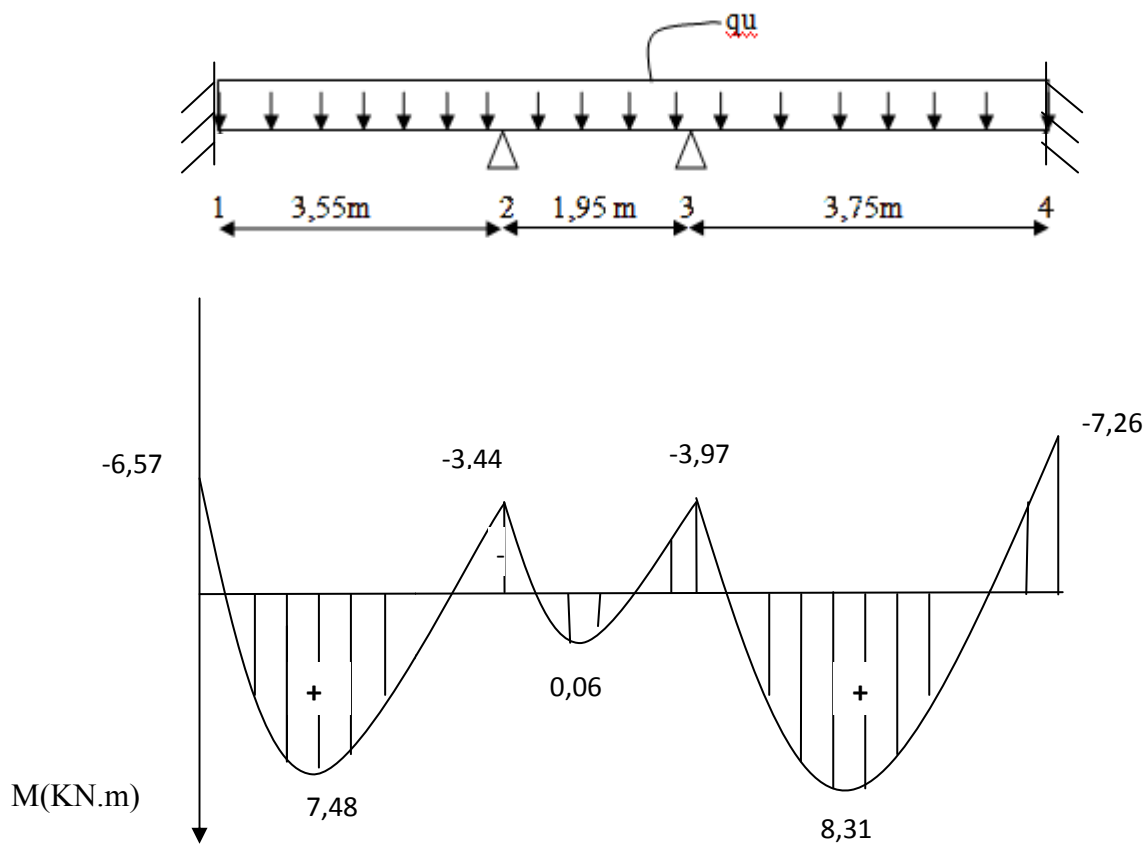


Fig III.10-Diagramme des moments fléchissant à l'ELU des poutrelles.

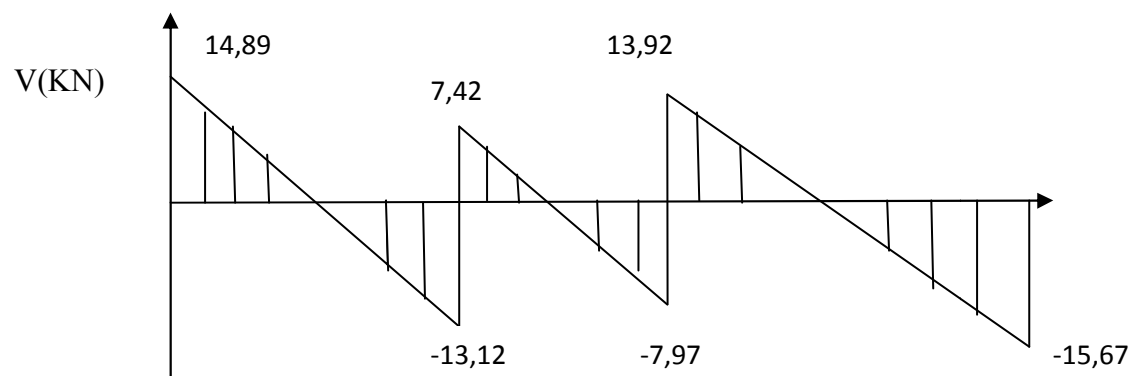


Fig III.17-Diagramme des efforts tranchant à l'ELU des poutrelles.

Calcul à l'ELS :

Combinaison de charge

$$q_s = G + Q = 3,315 + 2,275 = 5,59 \text{ KN/ml}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, pour obtenir les résultats de calcul à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u . Avec $q_s/q_u = 0,71$

Calcul des moments :

Aux appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 = -6,57 \times 0,71 = -4,66 \text{ KN.m} \\ M_1 = -3,44 \times 0,71 = -2,44 \text{ KN.m} \\ M_2 = -3,97 \times 0,71 = -2,82 \text{ KN.m} \\ M_3 = -7,26 \times 0,71 = -5,15 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1^t = 7,48 \times 0,71 = 5,31 \text{ KN.m} \\ M_2^t = 0,06 \times 0,71 = 0,043 \text{ KN.m} \\ M_3^t = 8,31 \times 0,71 = 5,90 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des efforts tranchants :

Avec $V_s = 0,71 V_u$

Travée	L(m)	q_s (KN/ml)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	V_i (KN)	V_{i+1} (KN)
0-1	3,55	5,59	-4,66	-2,44	10,57	-9,32
1-2	1,95	5,59	-2,44	-2,82	5,27	-5,66
2-3	3,75	5,59	-2,82	-5,15	9,88	-11,13

Tab III.5-Moment et effort tranchant des poutrelles à l'ELS.

Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

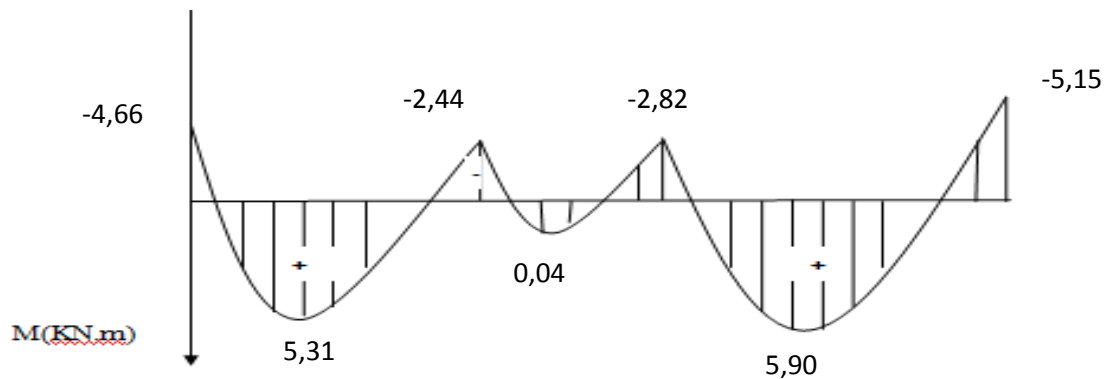


Fig III.18-Diagramme des moments fléchissant à l'ELS des poutrelles.

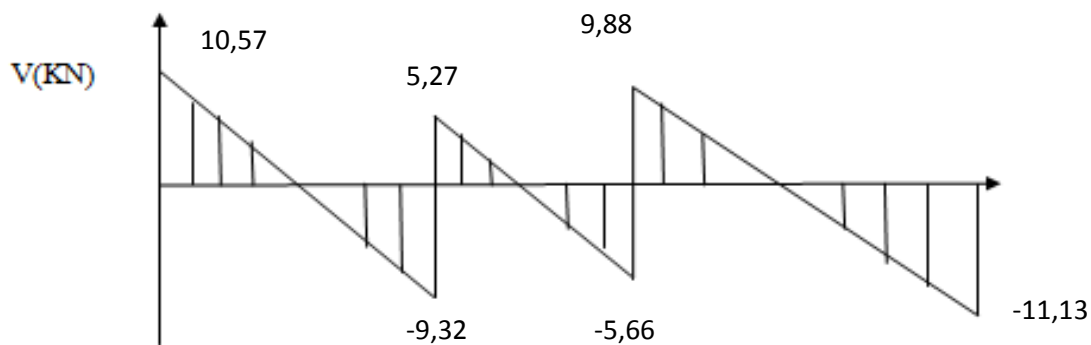


Fig III.19-diagramme des efforts tranchant à l'ELS des poutrelles.

3-Ferraillage à l'ELU :

1)-Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b=65 \text{ cm} \quad b_0=12 \text{ cm} \quad h=20 \text{ cm} \quad h_0=4 \text{ cm} \quad d=0.9h=18 \text{ cm.}$$

En travée

$$M_{\max}^t = M_{t-3} = 8,31 \text{ kN.m}$$

Moment repris par la dalle de compression: $M_t = f_{bu} \times b \times h_0 (d - h_0/2)$

$$M_t = 14.2 \cdot 10^3 \times 0.65 \times 0.04 (0.18 - 0.04/2) = 59.072 \text{ kN.m}$$

$M_{t_{max}} < M_t$, l'axe neutre est donc dans la table de compression. La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_{t2-3}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,31 \times 10^5}{65 \times (18^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,0278 < \mu_l = 0,392 \text{ (Section simplement armée)}$$

$$\mu = 0,0278 \quad : \beta = 0,987$$

$$A = \frac{M_{t2-3}}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{8,31 \times 10^5}{0,987 \times 18 \times 400 \times 10^2 / 1,15} = 1,34 \text{ cm}^2$$

On prend : **3 HA 10 = 2,35 cm²**

Aux appuis:

$$M_a^{max} = M_3 = -7,26 \text{ kN.m}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur de $h = 20 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_3}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,26 \times 10^2}{12 \times (18^2) \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,13 < \mu_l = 0,392 \text{ (Section simplement armée)}$$

$$\mu = 0,13 : \beta = 0,93$$

$$A = \frac{M_3}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{7,26 \times 10^2}{0,93 \times 18 \times 400 \times 10^2 / 1,15} = 1,25 \text{ cm}^2$$

On prend : **2 HA 10 = 1,57 cm²**

➤ **Armatures transversales: [art A.7.2.2 /BAEL 91]**

$$\phi_t = \min (h/35 ; \phi_l ; b_0/10) = \min (20/35 ; 1 ; 12/10) = 0,6 \text{ cm}$$

On prend : **$\phi_t = 6 \text{ mm}$**

Espacement des armatures : [art A.5.1.22/BAEL 91]

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

On prend : **$St = 15 \text{ cm}$**

4- Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité : [art A.4.2.1 /BAEL 91]

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée:

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,413 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,413 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,261 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1 /BAEL 91]

Il faut vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

La fissuration est peu préjudiciable [art A.5.1.211 /BAEL 91]

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \times d} = \frac{15,67 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,725 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,549 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Entrainement des barres [art A.6.3.1 /BAEL 91]

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \tau_{se,u} = \Psi \times f_{t28}$$

$$\tau_{se,u} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a de barre isolé donc : } \sum U_i = \phi_n \pi = 3,14 \times 3 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{15,67 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 1,027 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \tau_{se} = 1,027 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

L'ancrage des barres : [art A.6.1.221 /BAEL 91]

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur ls dite " longueur de scellement droit ", elle est donnée par la formule ci-dessous :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} (\Psi = 1,5 \text{ pour HA})$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } f_e 400 \text{ } L_s = 40 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).

$$l_c = 0,4 l_s \Rightarrow l_c = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

Avec : ls : longueur de scellement droit.

Lc : longueur d'ancrage.

5- Vérification à l'ELS :

1. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5, 3 BAEL91 modifié (99) (Art B 6.5.2/ BAEL91 modifié 99)

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

2. Etat limite de résistance du béton à la compression : (Art A 4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}, K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

• Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 AS}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \Rightarrow \beta_1 = 0,877 \Rightarrow \alpha = 0,371 \Rightarrow K = 0,039$$

$$M_a = 7,27 \text{ kN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{7,27 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 1,57 \times 10^2} = 293,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,039 \times 293,34 = 11,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$\rho = \frac{100 AS}{b d} = \frac{100 \times 2,35}{65 \times 18} = 0,200 \Rightarrow \beta_1 = 0,927 \Rightarrow \alpha = 0,219 \Rightarrow K = 0,0187$$

$$M_t = 8,31 \text{ kN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{8,31 \times 10^6}{0,927 \times 180 \times 2,36 \times 10^2} = 211,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,0187 \times 211,03 = 3,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

5. État limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

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 du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{375} = 0,053 < \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{avec : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3750}{500} = 7,5 \text{ mm}$$

M_t^s : moment de service maximum dans la travée.

f : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 = 10819 \text{ MPa}$)

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

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

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section

• **Air de la section homogène :**

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 \times A_{st}$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

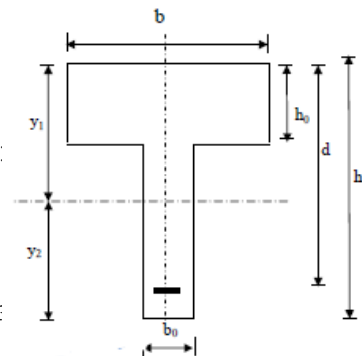
• **Calcul de y_1 et y_2 :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{xx} = \frac{b_0 \cdot h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} \times d$$

$$S_{xx} = \frac{12 \cdot 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^3$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,10 \text{ cm} ; Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$



• **Calcul de I_0 :**

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7,1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,35 (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20002,943 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0109$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \text{ ft} 28}{\left(2 + \frac{3b_0}{65}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0109} = 1,51$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \text{ ft} 28}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} \text{ ft} 28} ; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 228,53 + 2,1} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \{0,695 ; 0\} = 0,695$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v} = \frac{1,1 \cdot 20002,943}{1 + 0,695 \cdot 1,51} = 10736,17 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M^s L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{5,9 \times 10^6 \times 3750^2}{10 \times 10819 \times 10736,17 \times 10^4} = 7,14 \text{ mm} < 7,5 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Après toutes les vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : **3HA10=2,35 cm²**

Armatures en appuis : **2HA10=1.57 cm²**

Armatures transversales : **2HA8=1.00cm²** avec un espacement de : **St =20cm**

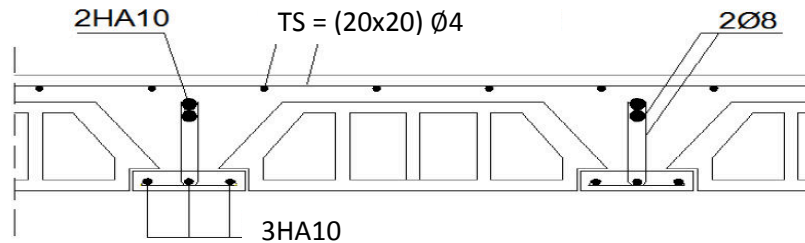


Fig. III .20-Schéma de ferrailage du plancher RDC

III.3.2-Calcul du plancher des étages courants :

-Étude des poutrelles :

- ✓ poids du plancher : $G = 5,10 \times 0,65 = 3,315 \text{ kN/ml}$
- ✓ surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$

➤ Les combinaisons de charge :

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 3,315) + (1,5 \times 0,975) = 5,94 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3,315 + 0,975 = 4,29 \text{ kN/ml}$

1-Calcul des moments :

A l'ELU (application de la méthode des 03 moments)

Travée	L(m)	q_u (kN/ml)	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	X (m)	$\mu(x)$ (kN.m)	M_t (kN.m)	V_i (kN)	V_{i+1} (kN)
0-1	3,55	5,94	-4,95	-2,57	1,89	9,65	5,94	11,21	-9,87
1-2	1,95	5,94	-2,57	-2,99	0,94	2,82	0,05	5,58	-6,01
2-3	3,75	5,94	-2,99	-5,47	1,76	10,40	6,24	10,40	-11,80

Tab III.6-Moment et effort tranchant des poutrelles à l'ELU

2- Ferrailage a l'ELU :

➤ Armatures longitudinales :

En travée : $M_t^{\max} = 6,24 \text{ kN.m}$

Moment repris par la dalle de compression: $M_t = f_{bu} \times b \times h_0 (d - h_0/2)$

$$M_t = 14.2 \cdot 10^3 \times 0.65 \times 0.04 (0.18 - 0.04/2) = 59.072 \text{ kN.m}$$

$M_t^{\max} < M_t$: seule une partie de la table de compression qui est comprimée, qui veut dire que l'axe neutre est dans la table de compression.

Travée : La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

Appuis : Le calcul fera comme une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur de $h = 20 \text{ cm}$.

	M (KN.m)	μ	β	Ast (cm ²)	Section adoptée
Appuis	5,47	0,099	0,948	0,92	1T12 = 1,13
Travée	6,24	0,0208	0,990	1,01	3T10 = 2,35

Tab III.7-ferraillage des poutrelles à l'ELU

➤ Armatures transversales:

$\phi_t = \min (h/35; \phi_1; b_0/10) = \min (20/35; 1; 12/10) = 0.6 \text{ cm}$

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

Les armatures transversales sont réalisées par une épingle de $\phi 8$

➤ Espacement des armatures

$St \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$

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

Vérification à l'ELU :

A _{min} (cm ²)		A _{st} (cm ²)		$\overline{\tau}_u$ (MPa)	τ_u (MPa)	$\tau_{se,u}$ (MPa)	τ_{se} (MPa)	observation
Travée	Appuis	Travée	Appuis					
1,413	0,26	2,35	1,13	3,33	0,546	3,15	0,773	C V

Tab.8 III.8- Vérification du ferraillage à l'ELU.

➤ L'ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} (\Psi = 1.5 \text{ pour HA})$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Pour $f_e 400$ $L_s = 40 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage $l_c = 0.4l_s \Rightarrow l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$.

3- Vérification à l'ELS :

1. État limite d'ouverture des fissures : La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

2. État limite de résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}, K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

• **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523 \Rightarrow \beta_1 = 0,892 \Rightarrow \alpha = 0,324 \Rightarrow K = 0,032$$

$$M_a = 5,47 \text{ kN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{5,47 \times 10^6}{0,892 \times 180 \times 1,13 \times 10^2} = 301,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,039 \times 301,49 = 9,65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 0,200 \Rightarrow \beta_1 = 0,927 \Rightarrow \alpha = 0,219 \Rightarrow K = 0,0187$$

$$M_t = 6,24 \text{ kN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{6,24 \times 10^6}{0,927 \times 180 \times 2,35 \times 10^2} = 159,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,0187 \times 159,14 = 2,976 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

3. État limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

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 du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{375} = 0,053 < \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_f v} \leq \overline{f} \text{ avec : } \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{3750}{500} = 7,5 \text{ mm}$$

M_t^s : moment de service maximum dans la travée. (M_t^s = 4,49 KN.m)

f : La flèche admissible

Ev : Module de déformation différée ($E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 = 10819 \text{ MPa}$)

Ifv : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I₀ : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section

• **Air de la section homogène :**

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 \times A_{st}$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de y_1 et y_2 :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \cdot h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \cdot 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^3$$

$$Y_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm} ; Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

• **Calcul de I_0 :**

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7,1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,35 (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20002,943 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0109$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \text{ ft} 28}{\left(2 + \frac{3b_0}{65}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0109} = 1,509$$

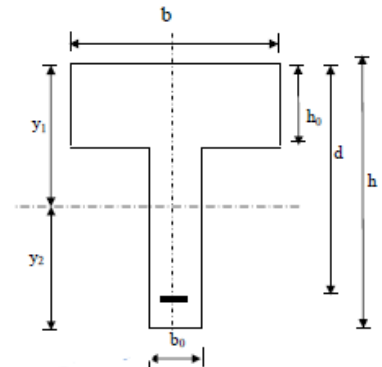
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \text{ ft} 28}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} \text{ ft} 28} ; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 1,509 \times 172,13 + 2,1} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \{0,615 ; 0\} = 0,996$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v} = \frac{1,1 \cdot 20002,943}{1 + 0,996 \cdot 1,509} = 8790,87 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M t^s L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{4,49 \times 10^6 \times 3750^2}{10 \times 10819 \times 8790,87 \times 10^4} = 6,64 \text{ mm} < 7,5 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$



Après toutes les vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : **3HA10=2,35 cm²**

Armatures en appuis : **1HA12=1.13 cm²**

Armatures transversales : **2Ø8=1,00 cm²** avec un espacement de : **St=15cm**

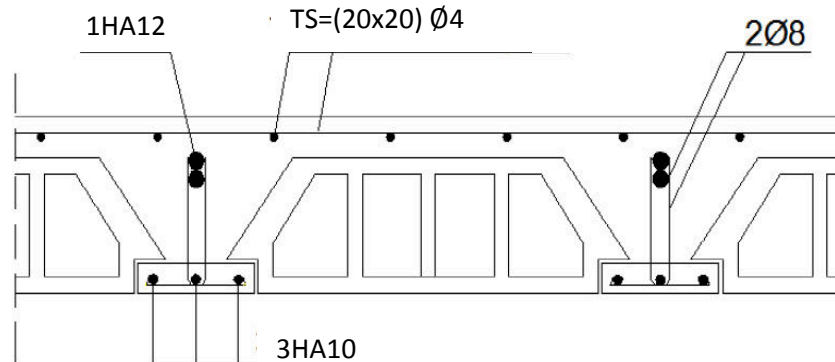


Fig. III.21-Schéma de ferrailage du plancher

III .4 -Les Balcons:

Notre ouvrage comporte deux types de balcon appuyé sur deux côtés. Ces derniers sont assimilés à des consoles encastrées au niveau des poutres de rive. Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

L=1,15m avec e=15cm

1- Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

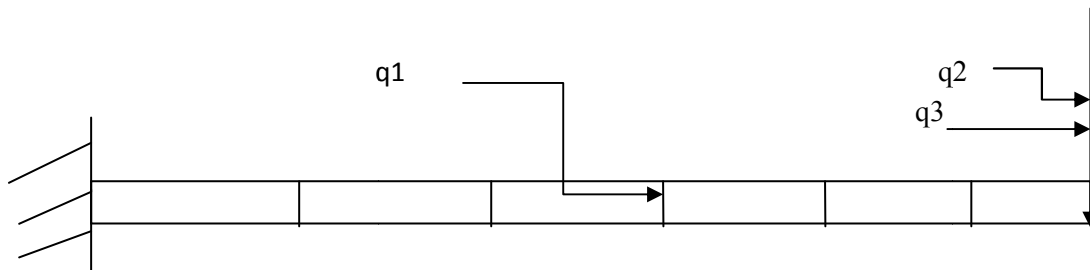


Fig III.22-Schéma statique de balcon

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Charges G (kN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en béton arme	0,15	25	3,75
Charge permanente totale				5,15

Tab III.8-Évaluation des charges permanentes du balcon.

Charge concentrée :

Poids propre du garde corps.....G=1,3 KN.

Charge due à la main couranteQ=1KN

Surcharge d'exploitation:..... $Q=3,5$ kN/ml.

Combinaisons de charges

ELU :

Dalle $q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q = (1,35 \times 5,15) + (1,5 \times 3,5) = 12,21$ kN /ml

Garde corps: $q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \times 1,3 = 1,755$ kN

Due à la main courante $q_{u3} = 1,5 \times 1 = 1,5$ kN.

ELS :

Dalle : $q_{s1} = G_1 + Q = 5,15 + 3,5 = 8,65$ kN/ml

Garde corps: $q_{s2} = G_2 = 1,3$ kN

Due à la main courante $q_{u3} = 1$ kN.

2- Calcul des moments

ELU

$L=1,15$ m

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} l + q_{u3} h$$

$$M_u = \frac{12,21 \times 1,15^2}{2} + 1,755 \times 1,15 + 1,5 \times 1$$

$$M_u = 11,59 \text{ kN.m}$$

ELS

$L=1,15$ m

$$M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} l + q_{s3} h$$

$$M_s = \frac{8,65 \times 1,15^2}{2} + 1,3 \times 1,15 + 1 \times 1$$

$$M_s = 8,21 \text{ kN.m}$$

3- Diagramme des moments

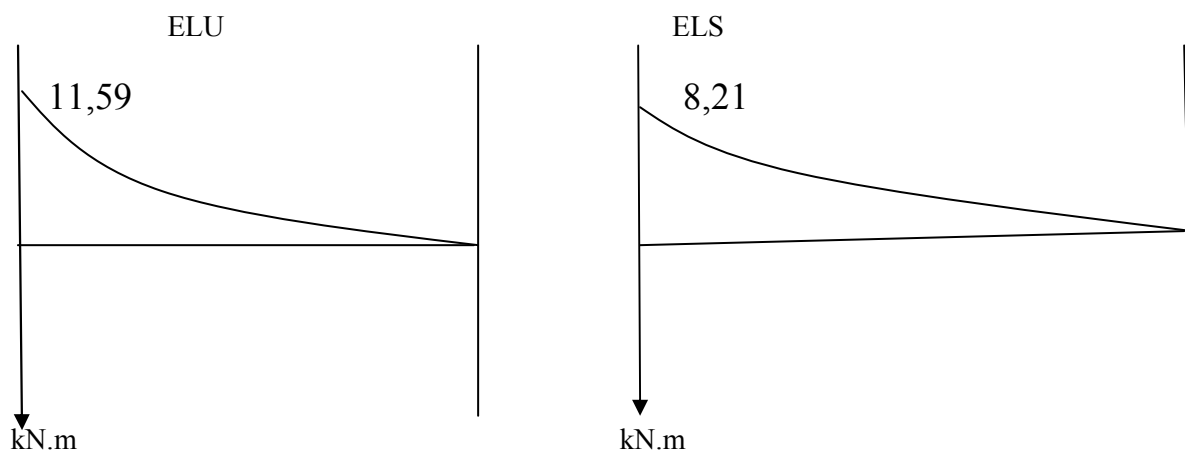


Fig III.23-Diagrammes des moments à l'ELU et l'ELS de balcon

4- Calcul du Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour un mètre linéaire.

L'enrobage sera pris 3cm car l'élément est exposé aux intempéries

- $b = 100 \text{ cm}$
- $h = 15 \text{ cm}$
- $c = 3 \text{ cm}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- $d = 12 \text{ cm}$
- $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$
- Fe 400 : $\mu_L = 0,392$
 $\alpha_L = 0,668$
 $\beta_L = 0,733$

- $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$
- ψ_s : coefficient de scellement 1,5 (HA)

-Calcul des armatures

➤ Armatures principales :

$M_u = 12,21 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12,21 \times 10^2}{100 \times 12^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,06 < \mu_L = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,06 \implies \beta = 0,969$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,21 \times 10^2}{0,969 \times 12 \times 348 \times 10^{-1}} = 3,01 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4 HA 10 /ml** = $3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies$ espacement 25 cm

➤ Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4 HA 8 /ml** = $2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies$ espacement 25 cm

5- Vérification à l'ELU

✓ Condition de non fragilité [Article A.4.2,1 / BAEL]

- $A_{\min} = \min \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \min \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}; 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 1,45 \text{ cm}^2$
- $A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

✓ L'adhérence et d'entraînement des barres

• Contrainte d'adhérence [Article A.6.1, 3/ BAEL]

La contrainte d'adhérence d'entraînement τ_{se} doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se,u} = \psi_s \cdot f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

• La contrainte d'adhérence d'entraînement

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma U_i}$$

$$\Sigma U_i : \text{Somme des périmètres des barres} : n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \times 3,14 \times 1,00 = 12,56 \text{ cm.}$$

d : hauteur utile est égale à 12 cm

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} L + q_{u2} + q_{u3} = 11.933 \times 1.15 + 1.755 + 1.5 = 16.98 \text{ kN}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.98 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 125.6} = 1.25 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Conditions d'équilibre [Article A.6.1, 21 BAEL]

Sur la longueur d'un ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.25 \text{ MPa} < 2.835 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Longueur de scellement :

La longueur de scellement est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4 \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \psi_s f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.28 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = 40 \text{ cm}$$

On opte pour un crochet.

La longueur de scellement sans crochet est définie comme suit [Article A.6.1, 253 BAEL] :

$$0.4 L_s \text{ (Fe 400)} : 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

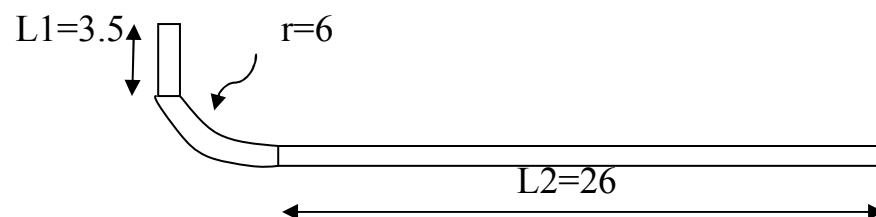
$$L_s = L_1 + r\theta + L_2$$

$$r > r_{min} = 5.5 \phi = 5.5 \text{ cm} \dots \dots \dots r = 6 \text{ cm}$$

$$\theta = 90^\circ \beta = 1.87 ; \alpha = 0.92$$

$$L_2 = b_{poutre} - c - r = 35 - 3 - 6 = 26 \text{ cm}$$

$$L_1 = (L_s - L_2 - \beta r) \frac{1}{\alpha} = (40 - 26 - 1.87 \times 6) \frac{1}{0.92} = 3.02 \text{ cm} \dots \dots L_1 = 3.5 \text{ cm}$$



✓ Vérification au cisaillement [Article A.5.1 BAEL]

On doit vérifier : $\tau_u < \tau_u$

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante [Article A.5.1, 1 BAEL] :

$$\tau_u = \frac{16.98 \times 10^3}{1000 \times 10} = 1.698 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement admissible est donnée par l'expression suivante [Article A.5.1, 211 BAEL] :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.69 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

6- Vérification à l'ELS

Les contraintes dans le béton et dans l'acier

1. Etat limite d'ouverture des fissures : La fissuration est préjudiciable, vérification des contraintes dans les aciers .

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f t 28} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.5 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.377 \Rightarrow \beta_1 = 0.905 \Rightarrow \alpha = 0.285 \Rightarrow K = 0.027$$

$$\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s} = \sigma_{st} = \frac{8.21 \times 10^5}{0.905 \times 12 \times 4.52 \times 10^2} = 164.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 164.61 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

2. Etat limite de résistance du béton à la compression :

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}, K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \Rightarrow \beta_1 = 0.921 \Rightarrow \alpha = 0.237 \Rightarrow K = 0.0121$$

$$M = 8.21 \text{ kN.m} \quad \sigma_{st} = \frac{8.21 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 214.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 214.92 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.0121 \times 214.92 = 2.6 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Calcul de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

[Article B.6.5,1 BAEL] :

- $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$
- $\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16} = 0.0625$
- $\frac{h_t}{L} > \frac{M_s}{10 M_{os}} = 0.1$

$$A_s b \cdot d = \frac{3.14}{100 \cdot 12} = 0.0026 < 0.0105 \text{ condition vérifiée}$$

$$h_t L = \frac{15}{115} = 0.130 > 0.0625 \text{ condition vérifiée}$$

$$h_t L = \frac{15}{115} = 0.130 > 0.1 \text{ condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, il n'est donc pas nécessaire de vérifier la flèche.

7- Vérification au séisme : [art 6.2 .3 /RPA99 modif 2003]

$$F_P = 4 A C_p W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone obtenue dans le tableau 4-1, dans notre cas :

A= 0,15(Zone IIa, groupe d'usage2).

Cp : facteur de force horizontale tiré de tableau (6,1) ,Il est pris égal à **0,3** (élément en console)

Wp : poids de l'élément = 5,15 KN /ml

$$FP=4 \times 0,15 \times 0,3 \times 5,15 = 0,927 < Q=1 \text{ kN/m}$$

III .3- Calcul de la charpente

Introduction

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, qui composée des versants inclinés d'un angle « $\alpha=34,02$ » par rapport à l'horizontale, et supportant des couvertures en tuiles mécaniques. Elle repose de part et d'autre sur les murs pignons.

L'étude de la charpente revient à la détermination des efforts revenant à chacun des éléments (pannes, chevrons, et linteaux), et à la vérification de leurs résistances aux différentes sollicitations.

1)-Détermination des charges et surcharges

Charges permanentes (G)

- Poids des tuiles et des liteaux = 0.45 kN/m²
 - Poids des pannes et des chevrons = 0,10 kN/m²
- $$G=0,55 \text{ kN/m}^2$$

Charges d'exploitations(Q)

- Poids de la neige Q =1 kN/m²

Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,55 + 1,5 \times 1 = 2,243 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 0,55 + 1 = 1,55 \text{ kN/m}^2$$

3)-Détermination des efforts revenant à chaque élément

Efforts revenant aux pannes :

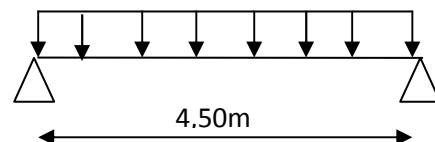
- Espacement des pannes : $1,20\text{m} \leq e_p \leq 1,80\text{m}$

On prend : $e_p = 1,50\text{m}$

- Portée des pannes : $L = 4,50\text{m}$

$$q_p = q_u \times e_p = 2,243 \times 1,50 = 3,365 \text{ kN/ml}$$

$$q_p = 3,356 \text{ kN/ml}$$



Efforts revenant aux chevrons:

- Espacement des chevrons : $0,20\text{m} \leq e_p \leq 0,60\text{m}$

On prend : $e_p = 0,50\text{m}$

- Portée des chevrons : $L_c = 1,50\text{m}$

$$q_c = q_u \times e_p = 2,243 \times 0,5 = 1,122 \text{ kN/ml}$$

$$q_c = 1,122 \text{ kN/ml}$$

Efforts revenant aux liteaux :

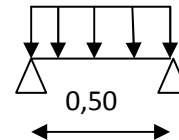
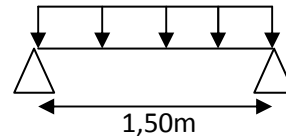
- Espacement des liteaux : $e_l = 0,32\text{m}$

- Portée des liteaux : $L_l = 0,50\text{m}$

$$q_l = q_u \times e_l$$

$$q_l = 2,243 \times 0,32 = 0,718 \text{ kN/ml}$$

$$q_l = 0,718 \text{ kN/ml}$$



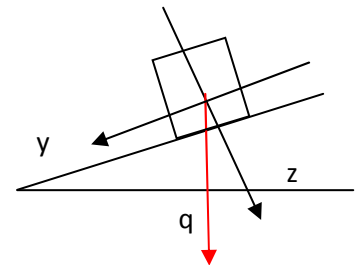
4)-Détermination des sections:

A)-Calcul des panes:

Le calcul des panes se fera en flexion déviée : $(\alpha = 34,02^\circ)$

Suivant l'axe (y, y) : $q_y = q_p \cdot \sin \alpha = 3,356 \times 0,559 = 1,876 \text{ kN/ml}$

Suivant l'axe (z, z) : $q_z = q_p \cdot \cos \alpha = 3,356 \times 0,829 = 2,782 \text{ kN/ml}$



-Vérification des contraintes :

Le bois utilisé est le bois sapin de catégorie « I » de contrainte admissible $\sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2$.

$$\sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{y'y'}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{z'z'}} \leq \bar{\sigma}_f$$

- Moment de flexion:

Suivant l'axe (y, y) : $M_{fy} = \frac{1}{8} q_y \times L_p^2 = 0,125 \times 1,876 \times 4,50^2 = 4,749 \text{ kN.m}$

Suivant l'axe (z, z) : $M_{fz} = \frac{1}{8} q_z \times L_p^2 = 0,125 \times 2,782 \times 4,50^2 = 7,042 \text{ kN.m}$

- Choix de la section des panes :

Soit une section de $(15 \times 22,5) \text{ cm}^2$

- Module de résistance :

$$W_y = \frac{I_{y'y'}}{v} = \frac{b h^2}{6} = \frac{15 \times 22,5^2}{6} = 1265,625 \text{ cm}^3$$

$$W_z = \frac{I_{z'z'}}{v} = \frac{b^2 h}{6} = \frac{15^2 \times 22,5}{6} = 843,75 \text{ cm}^3$$

- Les contraintes :

$$\sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{y'y'}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{z'z'}} = \frac{4,749 \times 10^4}{1265,625} + \frac{7,042 \times 10^4}{843,75} = 120,98 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 120,98 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La section adoptée est admise.

-Vérification de la flèche pour les pannes :

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q

$$q_p = q_s \cdot e_p = 1,55 \times 1,50 = 2,325 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Suivant l'axe (y, y)} : q_y = q_p \cdot \sin \alpha = 2,243 \times 0,559 = 1,299 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Suivant l'axe (z, z)} : q_z = q_p \cdot \cos \alpha = 2,243 \times 0,829 = 1,859 \text{ kN/ml}$$

- Moment de flexion:

$$\text{Suivant l'axe (y, y)} : M_{fy} = \frac{1}{8} q_y \times L_p^2 = 0,125 \times 1,299 \times 4,50^2 = 3,288 \text{ kN.m}$$

$$\text{Suivant l'axe (z, z)} : M_{fz} = \frac{1}{8} q_z \times L_p^2 = 0,125 \times 1,859 \times 4,50^2 = 4,710 \text{ kN.m}$$

- La flèche admissible :

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par:

$$f = \frac{L_p}{300}, \quad L_p = 450 \text{ cm}, \quad f = \frac{450}{300} = 1,5 \text{ cm}$$

- La valeur de la flèche réelle est donnée par:

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times x_{\frac{1}{2}}^2} \quad \text{avec: } E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f}$$

E_f : est le module de déformation de la flèche ($E_f = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ dan/cm}^2$)

$$\sigma_{fy} = \frac{3,288 \times 10^4}{1265,625} = 25,980 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{fz} = \frac{4,710 \times 10^4}{843,75} = 55,822 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f = \sqrt{(\sigma_{fy})^2 + (\sigma_{fz})^2} = \sqrt{(25,98)^2 + (55,822)^2} = 61,571 \text{ dan/cm}^2$$

Alors on aura :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times x_{\frac{1}{2}}^2} = f = \frac{5 \times 61,571 \times 450^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{22,5}{2}} = 0,88 \text{ cm} < \bar{f} = 1,5 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifier.}$$

B)-Calcul des chevrons

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

La section du chevron est de $(50 \times 70) \text{ mm}^2$.

-Vérification des contraintes :

On doit vérifier que $\sigma_f = \frac{M_f \times v}{I} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$

- Détermination des moments fléchissant :

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

$$\text{Aux appuis : } M_{fa} = 4/5 M_0$$

$$\text{En travée : } M_{ft} = 2/3 M_0$$

Avec : $M_o = 1/8 q_c L_c^2 = 0,125 \times 1,122 \times 1,50^2 = 0,316 \text{ kN.m}$

D'où :

$M_{fa} = 0,253 \text{ kN.m}$

$M_{ft} = 0,211 \text{ kN.m}$

- Module de résistance :

$$W = \frac{I}{v} = \frac{b h^2}{6} = \frac{5 \times 7^2}{6} = 40,83 \text{ cm}^3$$

Ainsi on aura :

Aux appuis : $\sigma_{fa} = \frac{0,253 \times 10^4}{40,83} = 61,96 < \sigma_f = 142 \text{ dan/cm}^2$ condition vérifiée

En travée : $\sigma_{ft} = \frac{0,211 \times 10^4}{40,83} = 51,68 \leq \sigma_f = 142 \text{ dan/cm}^2$ condition vérifiée

-Vérification de la flèche pour les chevrons :

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux,...) est :

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{150}{200} = 0,75 \text{ cm ; avec } L_c = \text{portée de chevron}$$

- La valeur de la flèche réelle est donnée par:

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} \quad \text{avec: } E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f} = 131080,128 \text{ dan/cm}^2$$

Aux appuis :

$$f_a = \frac{5 \times 61,96 \times 150^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{7}{2}} = 0,316 \text{ cm} < \bar{f} = 0,75 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$f_t = \frac{5 \times 51,68 \times 150^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{7}{2}} = 0,264 \text{ cm} < \bar{f} = 0,75 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

c)-Calcul des liteaux :

Le dimensionnement et l'étude du liteau se fait de la même manière que la panne. Les résultats des calculs seront donnés comme suit :

Suivant l'axe (y, y) : $q_y = q_l \cdot \sin \alpha = 0,718 \times 0,559 = 0,401 \text{ kN/ml}$

Suivant l'axe (z, z) : $q_z = q_l \cdot \cos \alpha = 0,718 \times 0,829 = 0,595 \text{ kN/ml}$

- Moment de flexion:

Suivant l'axe (y, y) : $M_{fy} = \frac{1}{8} q_y \times L_p^2 = 0,125 \times 0,401 \times 0,50^2 = 0,013 \text{ kN.m}$

Suivant l'axe (z, z) : $M_{fz} = \frac{1}{8} q_z \times L_p^2 = 0,125 \times 0,595 \times 0,50^2 = 0,019 \text{ kN.m}$

- Choix de la section des liteaux :

Soit une section de $(30 \times 30) \text{ mm}^2$

- Module de résistance :

$$W_y = \frac{I_{y'y}}{v} = \frac{b h^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4,5 \text{ cm}^3$$

$$W_z = \frac{I_{z'z}}{v} = \frac{b^2 h}{6} = \frac{3^2 \times 3}{6} = 4,5 \text{ cm}^3$$

-Vérification des contraintes

$$\sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{y'y}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{z'z}} = \frac{0,013 \times 10^4}{4,5} + \frac{0,019 \times 10^4}{4,5} = 71,11 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f = 71,11 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La section adoptée est admise.

-Vérification de la flèche pour les liteaux :

La valeur de la flèche admissible pour les liteaux est donnée par ;

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ cm} \quad ; \text{ avec : } L : \text{la portée de liteaux}$$

- La valeur de la flèche réelle est donnée par:

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 71,11 \times 50^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{3}{2}} = 0,094 \text{ cm} < 0,25 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

5)-Assemblage de la charpente :

En pratique, nous avons opté pour un assemblage cloué vu l'importance de l'ouvrage et les charges auxquelles il est soumis.

Le diamètre des clous est en fonction de l'épaisseur du bois. Il est donné par les formules suivantes :

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

Avec : D : diamètre du clou.

a : épaisseur du bois le plus mine.

Le bois utilisé pour notre cas est le bois sapin. Donc le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les liteaux aux chevrons est :

$$D = a/7$$

Remarque:

- Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.
- Il ne faut pas utiliser des clous galvanisés.

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

Chapitre IV

Modélisation et vérification à l'RPA

Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

IV.1-Principes de la MEF:

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Cette fonction peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ».

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds.

Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.2 Présentation du logiciel ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures, le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...Etc.

IV.3-Manuel d'utilisation de L'ETABS :

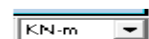
Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v 9.7.0
Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône de l'ETABS

**1. Etapes de modélisations :****a- Première étape :**

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

• Choix des unités :

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **kN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

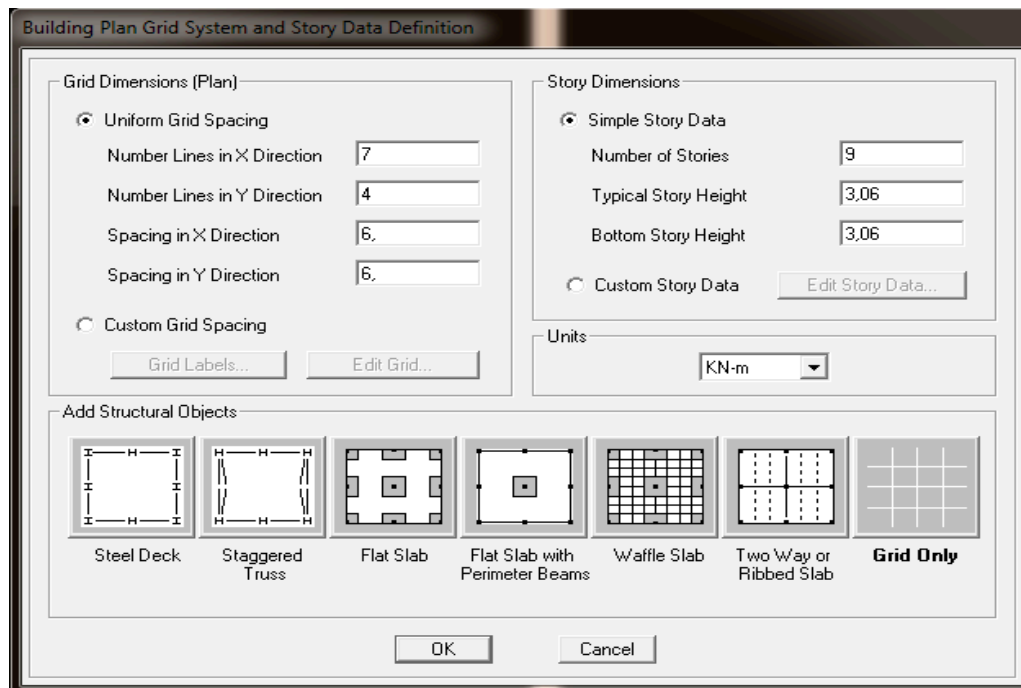


- **Géométrie de base :**

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File** \Rightarrow **New model** \Rightarrow **Default.edb**.

Cette option permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 16 lignes suivant x-x)
- ✓ Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 9 lignes suivant y-y)
- ✓ Le nombre des étages, (09 niveaux : deux sous-sol, R+5 et une charpente.)



FigIV.1-Géométrie de base.

- **Modification de géométrie de base :**

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisir **Edit grid data**.

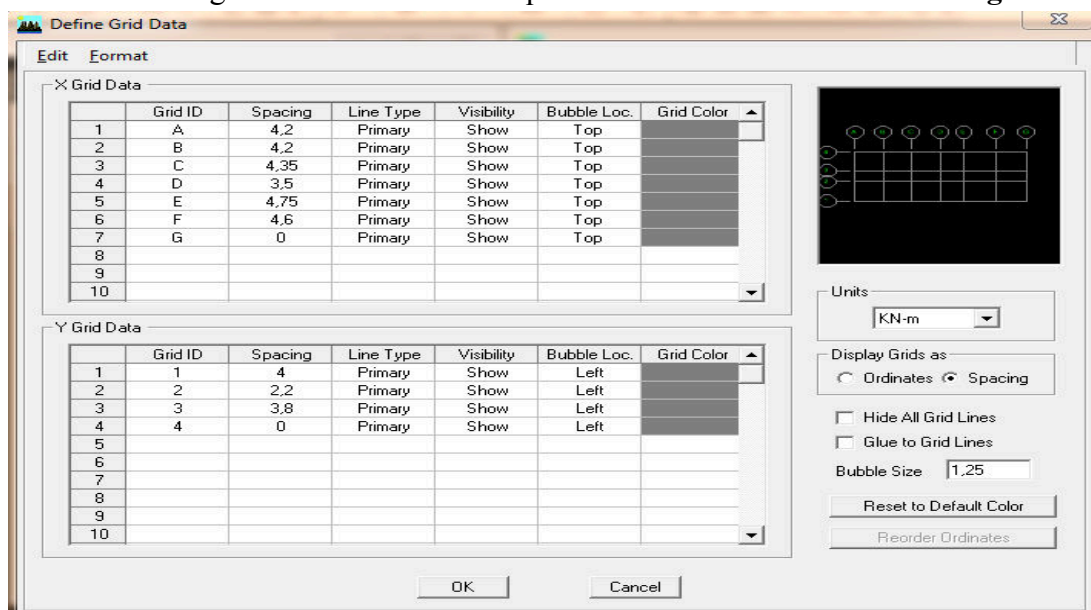


Fig IV.2-Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y

b- deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des *propriétés mécaniques* des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** ⇒ **Material proprietes** nous sélectionnant **Add new material** et on écrit BETON dans la case **Material name**,

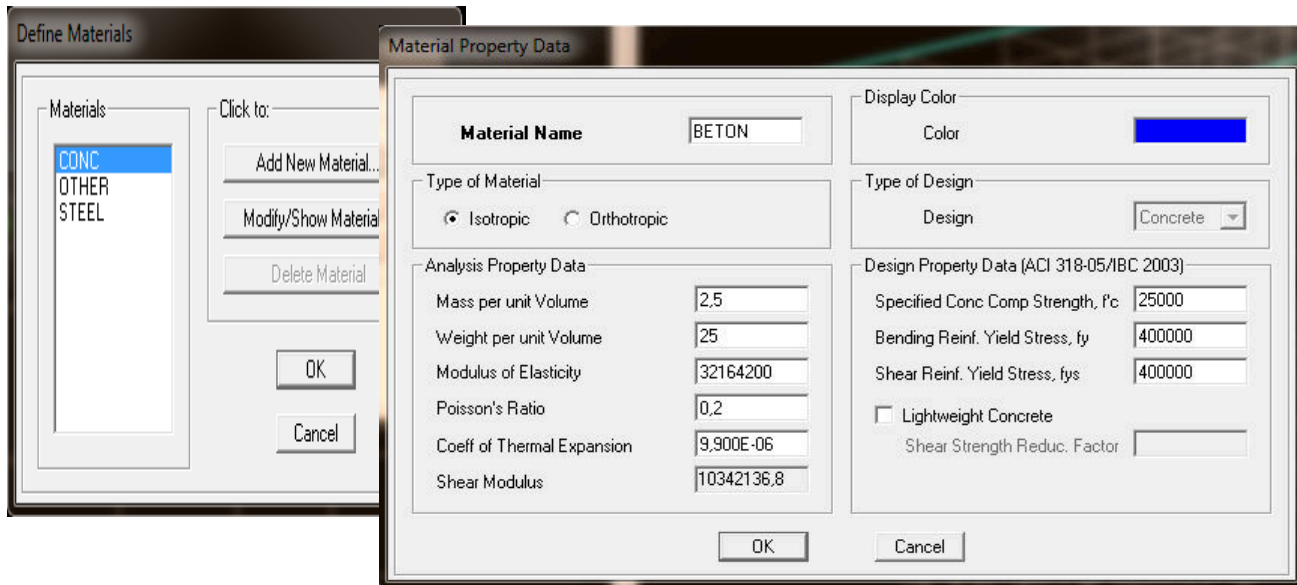



Fig IV.3-Introduction des propriétés mécaniques du béton.

c- Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des *propriétés géométriques* des éléments (poutre, poteaux et voile)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** ⇒ **Frame sections** (), On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

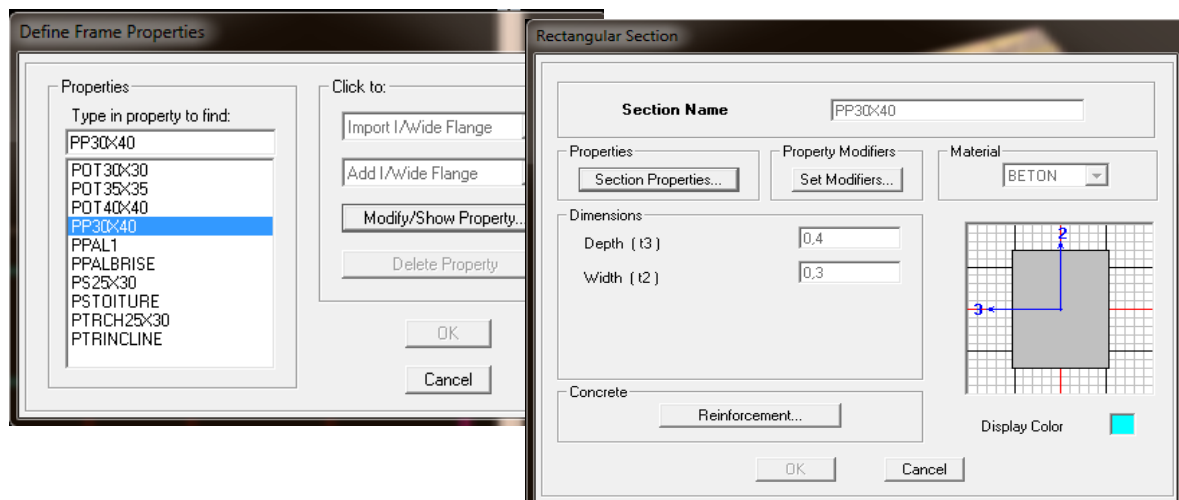


Fig IV.4-dimensionnement des éléments.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile, planché, palier,...)

On choisit le menu :

Define \Rightarrow **wall/slab/deck section** \Rightarrow **Add new Wall** pour le dimensionnement du voile

Define \Rightarrow **wall/slab/deck section** \Rightarrow **Add new deck** pour le dimensionnement du plancher

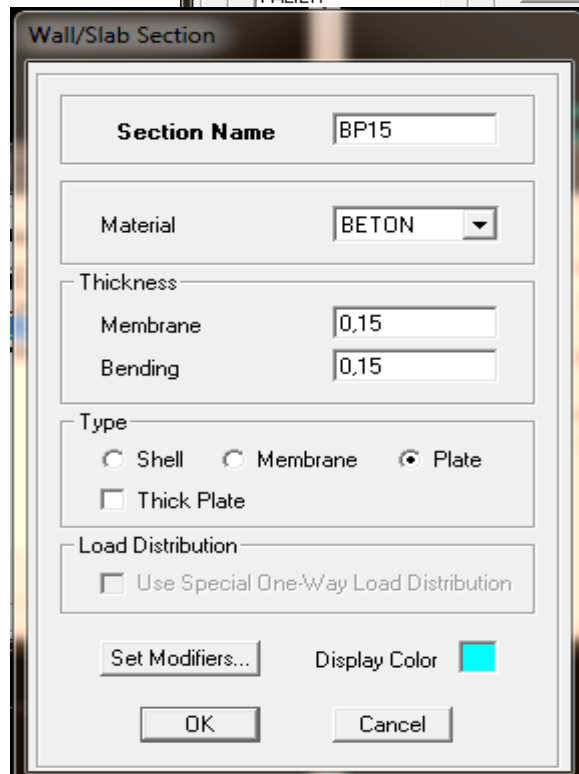
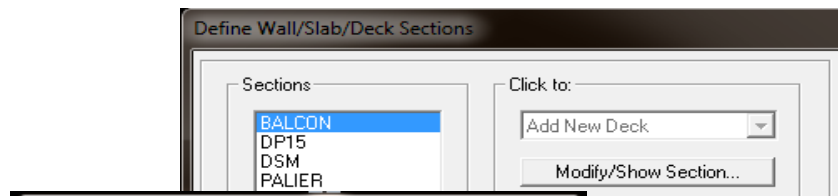


Fig IV.5-Dimensionnement de la dalle pleine.

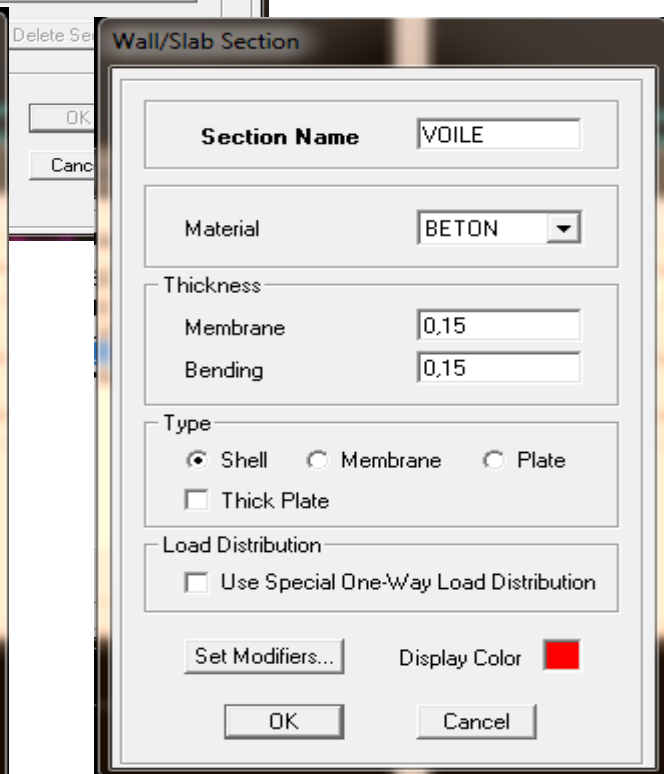


Fig IV.6-Dimensionnement des voiles.

d- Quatrième étape :

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

✓ Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise à :

Des charges permanentes (**G**) et des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define** \Rightarrow **Static Load Cases**, Ou bien l'icône :



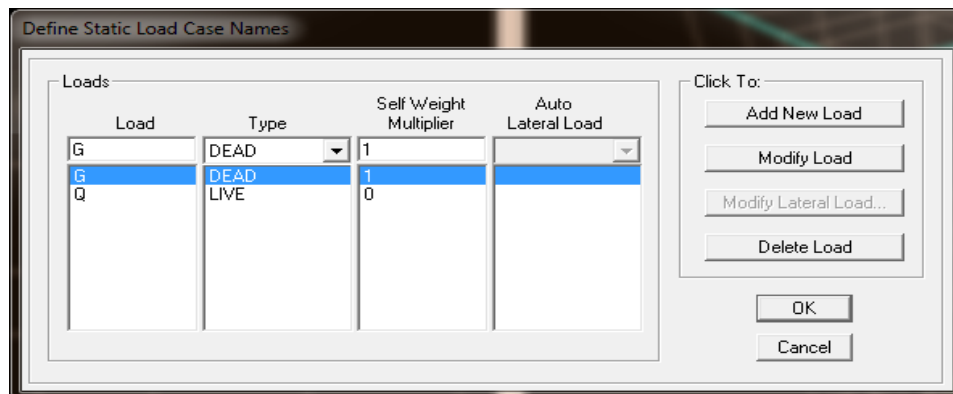


Fig IV.7-définition des charges G et Q.

✓ Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- Coefficient de comportement : $A = 5$ (contreventement mixte)
- Remplissage : Danse
- Site : S3 (site meuble)
- Facteur de qualité (Q): $Q = 1 + \sum P_q$; $Q = 1,20$
- Coeff. D'amortissement : $\xi = 8\%$

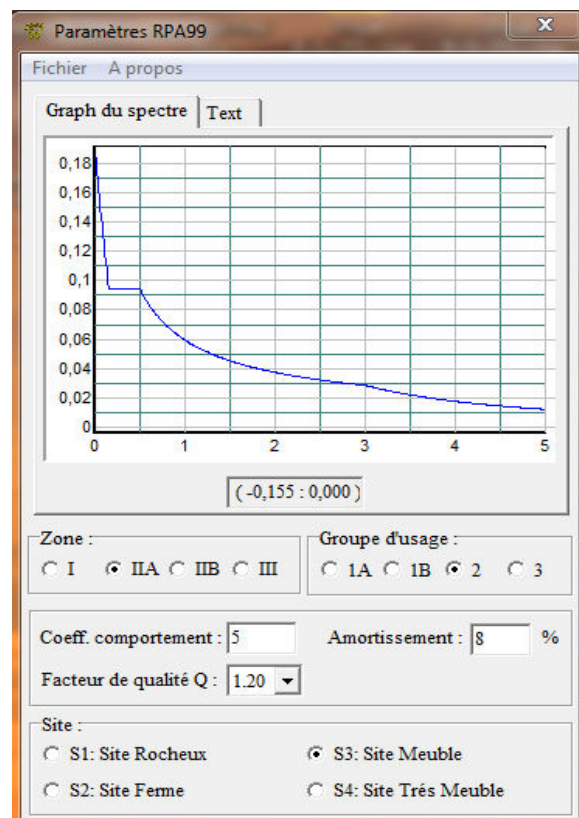


Fig IV.8-Spectre de réponse.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text** et on enregistre.

Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par :

Define ⇒ **Response Spectrum Functions** (ou ) ⇒ **Add Spectrum from file**

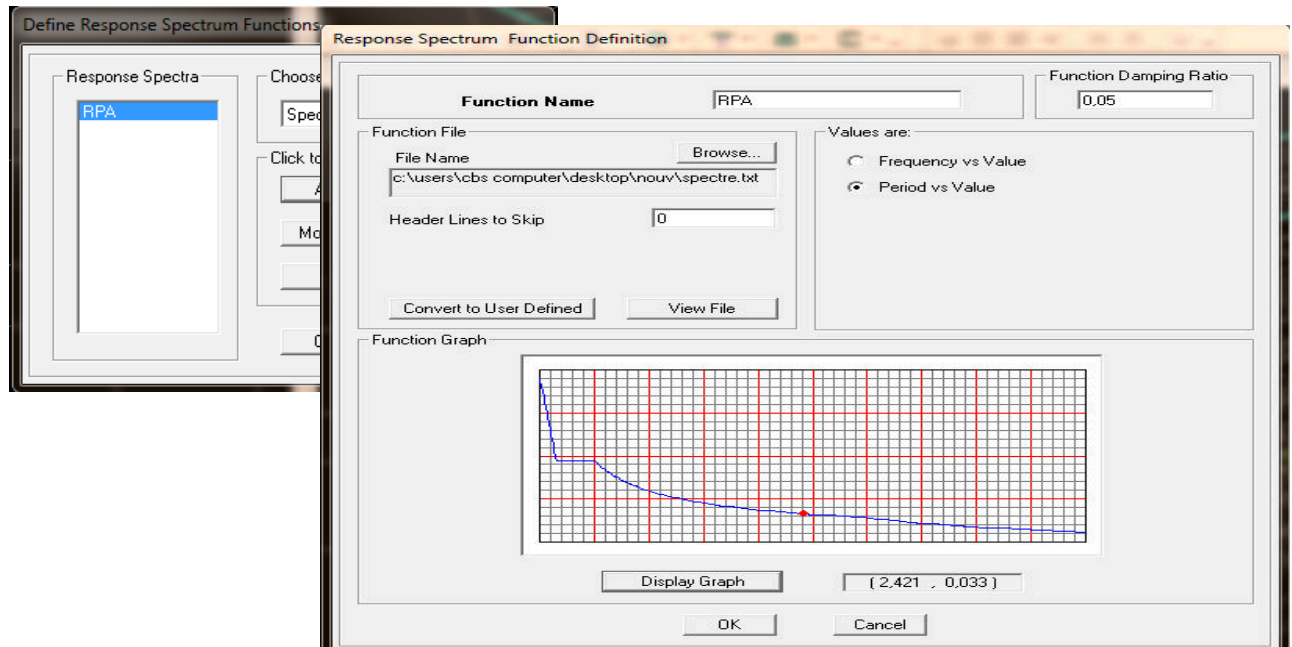


Fig IV.9-Introduction de spectre réponse.

Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX et EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define ⇒ **Reponses spectrum cases** ⇒ **Add New Spectrum.**

Dans la partie **Input Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dont les deux direction principales sont **X(U1)** et **Y(U2)**.

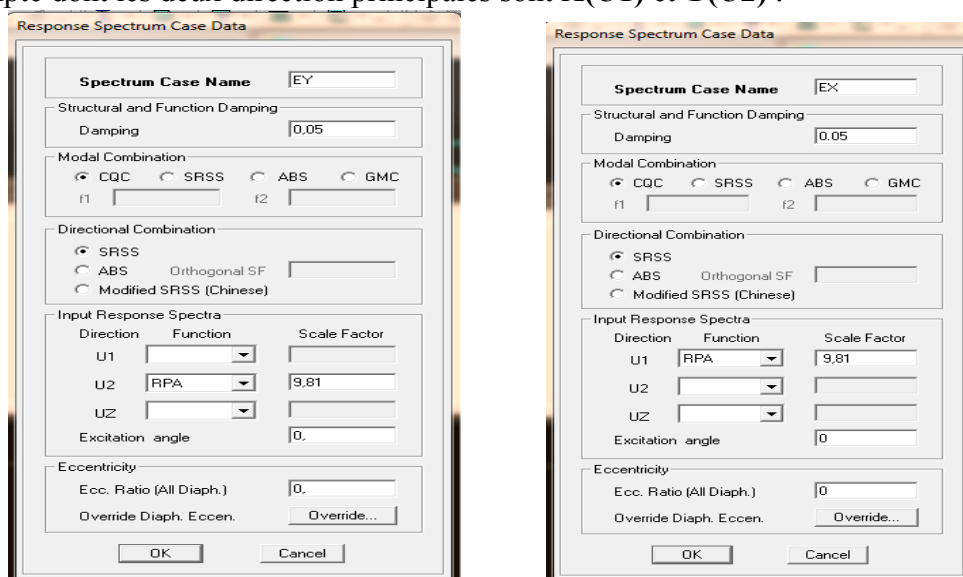



Fig IV.10-Définition du chargement EX et EY.

e- Cinquième étape : Chargement du plancher

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign ⇒ **Shell/Area loads** ⇒ **Uniform...** (ou sur )

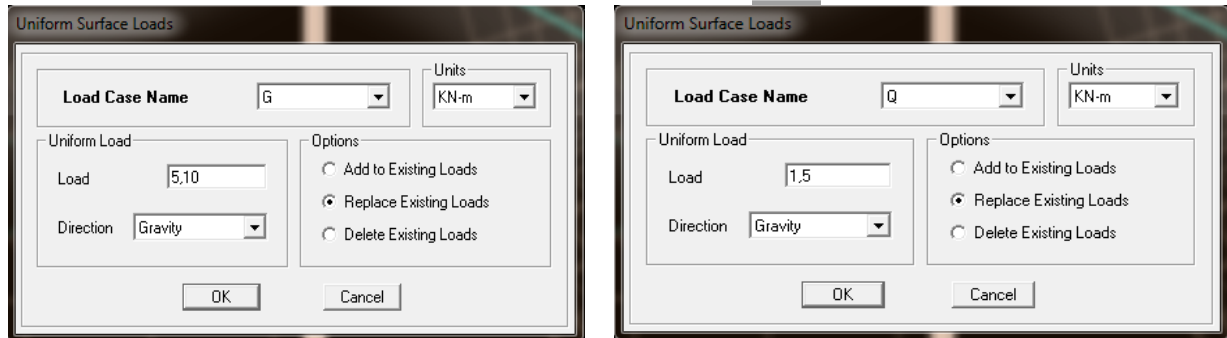


Fig IV.11-Introduction des charges.

f- Sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQEx : $G + Q \pm Ex$

GQEy : $G + Q \pm Ey$

0,8GEx : $0,8G \pm Ex$

0,8GEy : $0,8G \pm Ey$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⇒ **load Combinations** ⇒ **Add New Combo** (ou )

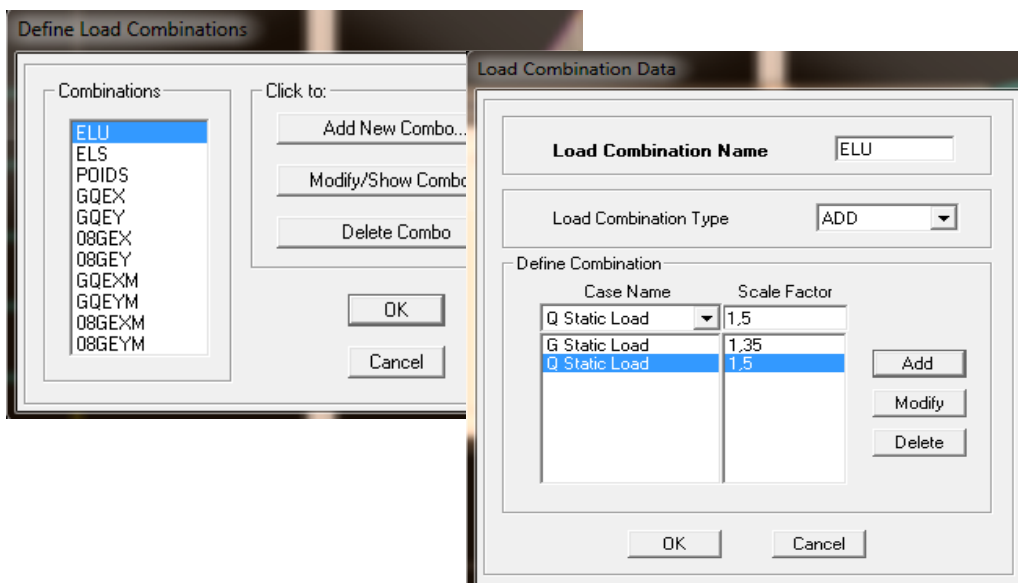


Fig IV.12-Introduction des combinaisons d'actions

g- Septième étape :

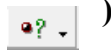
• **Mass- Source :**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure, dans notre cas $\beta=0.2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).

Introduire la masse sismique **G+0,2Q** par :

Define \Rightarrow **Mass source** (ou



)

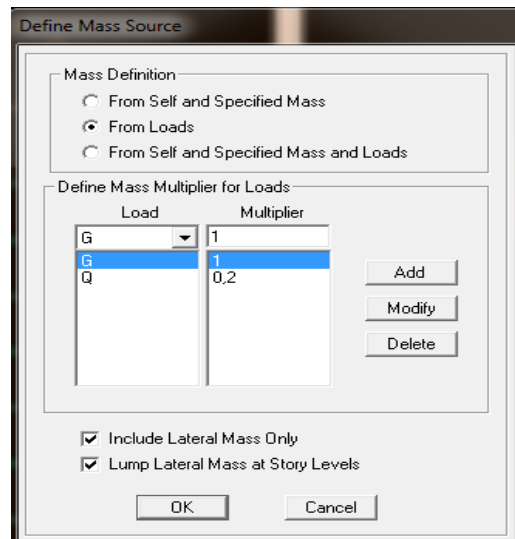


Fig IV.13-Introduction de la masse source.

• **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à leurs noeuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les noeuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign \Rightarrow **Joint/point** \Rightarrow **Diaphragm** \Rightarrow **Add New Diaphragm** (ou



)

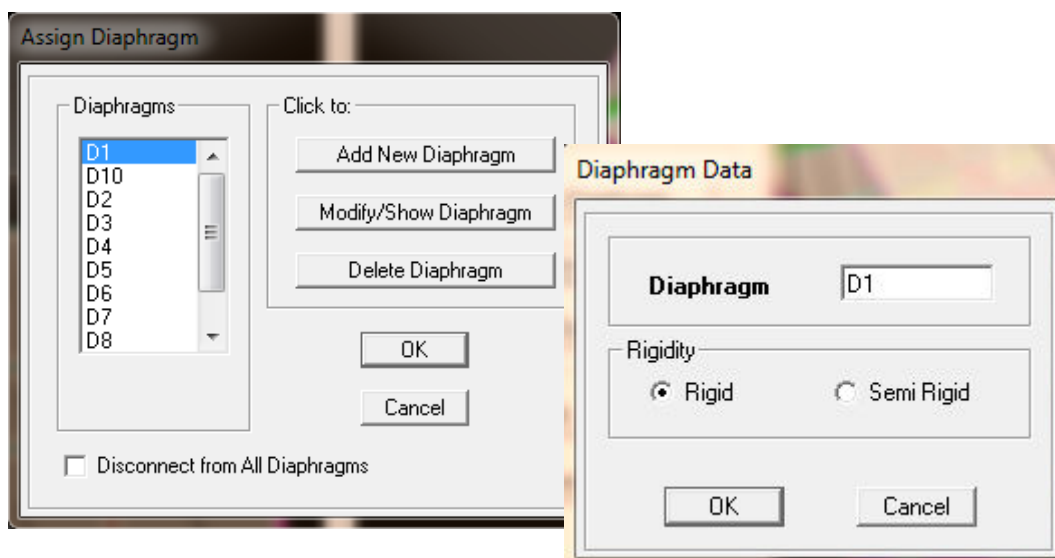


Fig IV.14-Définition des diaphragmes.

- **Appuis :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur :

Assign ⇒ **Joint/point** ⇒ **Restraints** (ou )

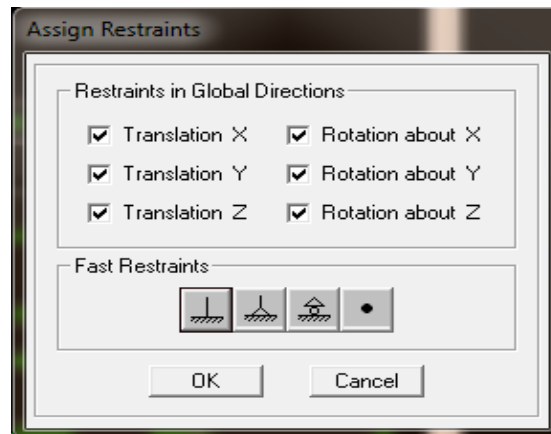


Fig IV.15-Encastrements des appuis.

h- Huitième étape : consiste à démarrer l'exécution du programme d'analyse en spécifiant le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

Modes de vibration: **Analyze /Set analyz Options /Cocher Dynamic Analysis**

Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit « Number of Modes » et on valide avec « OK », valider une autre fois dans la fenêtre de « Analysis option ».

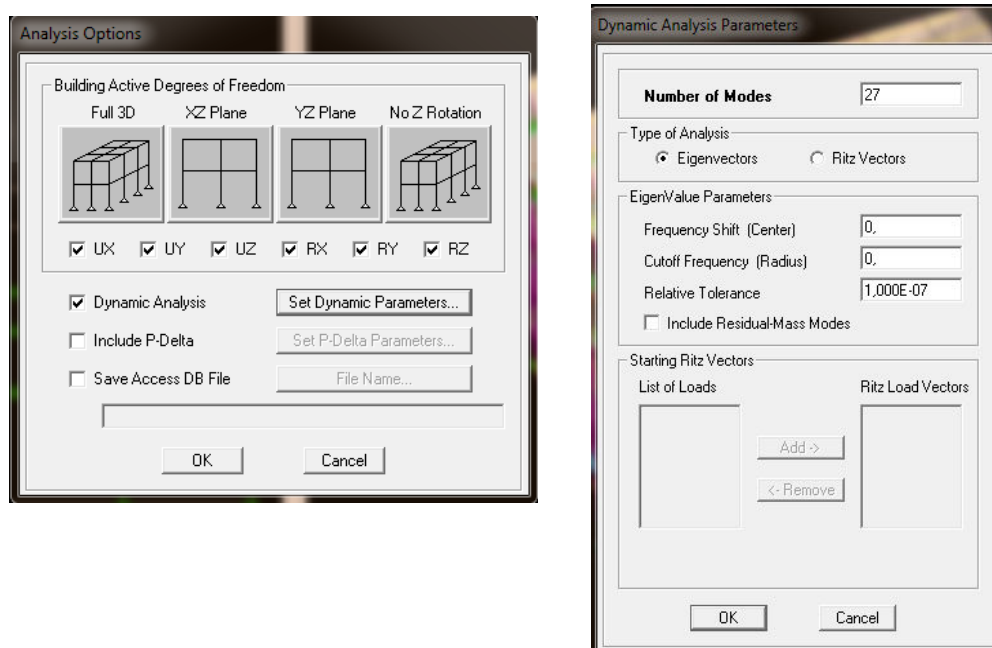


Fig IV.16-Introduction de nombre de mode.

Pour le lancement de l’analyse : **Analyze** \Rightarrow **Run Analysis** (ou)

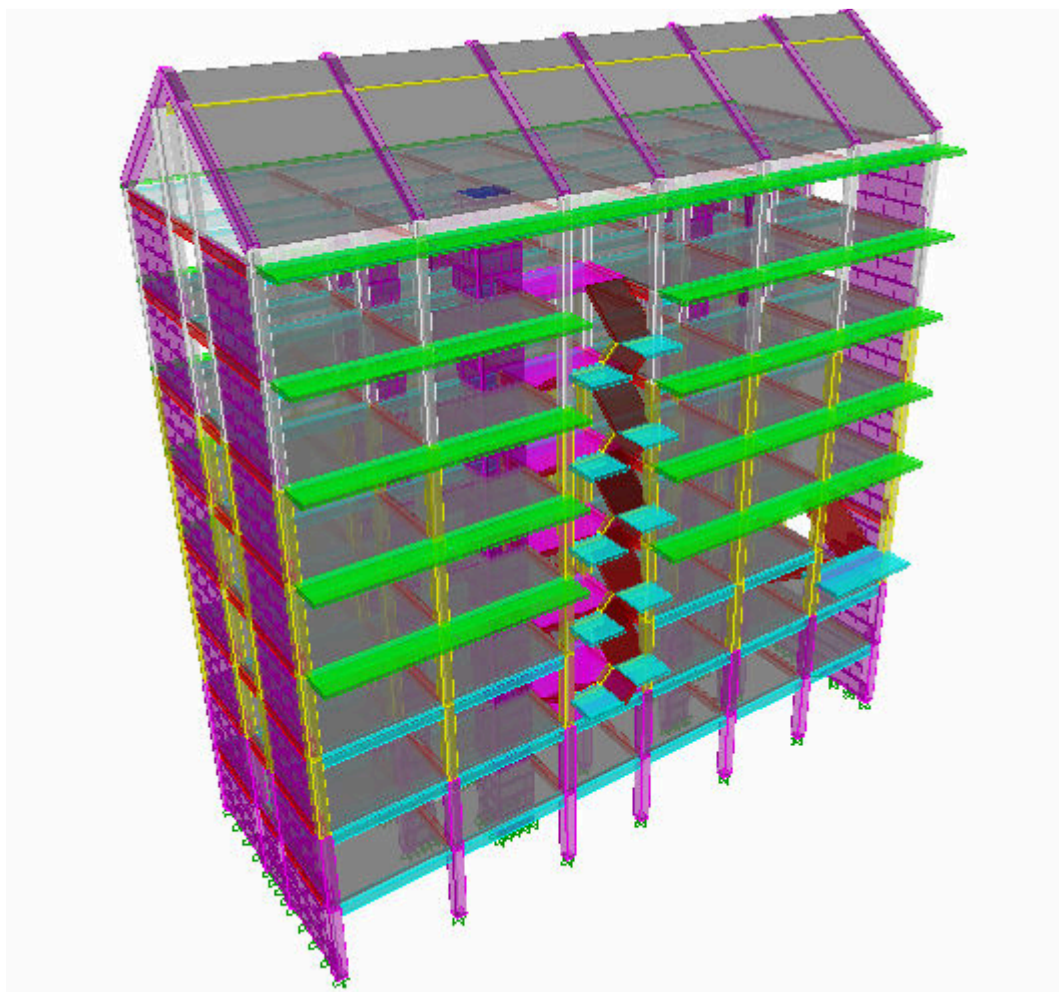


Fig IV.17-Modèle de la structure en 3D.

2. Méthode de calcul (Art 4.1.1 RPA99/mod2003):

On distingue deux cas de calcul :

- **Calcul statique:** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges Verticales (**G et Q**).
- **Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (**E**).

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 / version 2003**).

La méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. (**RPA99/mod2003 Art 4.1.3**)

Méthode d'Analyse Dynamique par Accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. (**RPA99/mod2003 Art 4.1.3**)

- Notre structure répond aux conditions exigées par le RPA99/version 2003. donc on utilise **la méthode statique équivalente**.

3.Vérification des conditions du RPA99version2003

- Etude dynamique :

a- Participation modale :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,69609	71,3164	0,3817	71,3164	0,3817
2	0,62912	0,592	64,3026	71,9084	64,6844
3	0,448791	0,94	0,8574	72,8484	65,5418
4	0,2649	6,0152	0,0002	78,8636	65,542
5	0,206351	8,2051	0,0004	87,0687	65,5424
6	0,165658	0	15,9892	87,0687	81,5317
7	0,143806	0,0033	0	87,072	81,5317
8	0,139905	0	0	87,072	81,5317
9	0,134981	0	0	87,072	81,5317
10	0,132995	0,0029	0	87,0749	81,5317
11	0,120419	0,0083	0	87,0832	81,5317
12	0,116087	0,0251	0	87,1084	81,5317
13	0,112199	1,8963	0,0801	89,0047	81,6119
14	0,111221	3,1836	0,0222	92,1883	81,6341
15	0,074126	0,0017	6,5083	92,1899	88,1424
16	0,066622	2,6368	0,0008	94,8267	88,1432
17	0,049397	0,0218	0	94,8485	88,1432
18	0,045884	2,3295	0,0044	97,1779	88,1475
19	0,044553	0,0006	3,1771	97,1786	91,3246
20	0,036201	1,7812	0,0002	98,9597	91,3248

Tab IV.1- Participation modale.

- Le premier mode de vibration est une **Translation suivant xx**, il mobilise plus de **71,31 %** de la masse
- Le deuxième mode de vibration est une **Translation suivant yy**, il mobilise plus de **64,30 %** de la masse
- Le troisième mode de vibration est une **Rotation**.

b- Nombre de mode propre : (Art 4.3.4 RPA99/2003)

Le nombre de mode propre à retenir dans chacune des deux directions d'excitations, doit être tel que la somme des masses modales effectives des modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Participation massique :

Mode : **19** Sens x-x : **97,17 %**
 Sens y-y : **91,32 %**

IV.4-Justification de l'interaction portiques-voiles:

D'après le RPA2003 (article 3.4.a) le système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont :

Charges verticales reprise par les portiques : 16696,69 KN (81,14 %)

Charges verticales reprise par les voiles: 3881,03 KN (18,86 %)

- A partir du logiciel (ETABS) à l'aide de l'option **Section Cut**, on tire l'effort repris par les portiques et par les voiles

- Charges sismique reprise par les poteaux :

Sens xx : 22,39 %

Sens y-y : 7,93 %

- Charges sismique reprise par les voiles :

Sens x-x : 77,61 %

Sens y-y : 92,07 %

D'après les résultats ci-dessus \longrightarrow la structure est contreventée par voiles.

IV.5-Vérification de l'effort tranchant à la base :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique maximum est donnée sous la forme d'effort tranchant avec la méthode statique équivalente à la base de la structure :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99/2003})$$

A= 0,15

(Zone IIa , Groupe d'usage 2)

R=4

(Portique contreventé par voile)

T1 = 0,15 et T2 = 0,50

(Site meuble S3)

$W=20685,06 \text{ KN}$

(Poids total de la structure déterminé de l'ETABS)

D

(Facteur d'amplification dynamique)

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non"

1) Régularité en plan :

-Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses **condition non vérifiée**.

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction **condition vérifiée**.

-les excentricités :

$$e_x = 0,709 \text{ m} < 0,15 L_x = 3,99 \text{ m}$$

$$e_y = 1,019 \text{ m} < 0,15 L_y = 1,52 \text{ m}$$

$$-S_0 = 17,235 \text{ m}^2 < 0,50 S_t = 38,976 \text{ m}^2$$

$$\text{La régularité en plan : } \begin{cases} P_{1x} = 0 \\ P_{1y} = 0 \end{cases}$$

2) Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation **condition vérifiée**.

-Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

$$W_{N3,06} = 20664,02 \text{ KN}$$

$$W_{N6,12} = 18086,23 \text{ KN}$$

La variation de la masse est : 2577,79 KN.

- Décrochement en élévation :

Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%** dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

-Pas de décrochement en élévation.....**Condition vérifiée**.

$$\text{La régularité en élévation : } \begin{cases} P_{2x} = 0 \\ P_{2y} = 0 \end{cases}$$

3) Conditions minimales sur les files de contreventement :

- Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

- Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Suivant x-x : **condition vérifiée.** $P_{3x} = 0$

Suivant y-y : **condition non vérifiée.** $P_{3y} = 0,05$

4) Redondance en plan :

- Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Dans notre cas : 6 files suivant X-X**condition vérifiée.**

3 files suivant Y-Y**condition non vérifiée.**

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$\frac{4,20}{4,20} = 1$; $\frac{4,20}{4,35} = 0,97$; $\frac{4,35}{3,5} = 1,25$; $\frac{3,50}{4,75} = 0,94$; $\frac{4,75}{4,6} = 1,32$ suivant X-X....**condition vérifier**

$\frac{4,0}{2,2} = 1,82$; $\frac{2,2}{3,8} = 0,58$ suivant Y-Y.....**condition non vérifier**

La régularité en redondance : $\begin{cases} P_{4x} = 0 \\ P_{4y} = 0,05 \end{cases}$

5) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le **séisme de 2003**

$$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0$$

Conclusion : $\begin{cases} Q_x = 1 \\ Q_y = 1,1 \end{cases}$

On doit calculer le facteur d'amplification dynamique (**D**), et pour cela il faut d'abord calculer la période fondamentale qui correspond à la plus petite des valeurs obtenue par les formules 4-6 et 4-7 (article 4.24 du RPA99version2003).

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ C_t h_n^{3/4} ; \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ 0,05 \times 28,58^{3/4} ; (0,09 \times 28,58) / \sqrt{12}, 15 ; (0,09 \times 28,58) / \sqrt{26} \right\}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0,618 ; 0,737 ; 0,504)$$

$$T_{\text{empirique}} = 0,504 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0,696 \text{ s}$$

L'article 4.24 du RPA99 version 2003 postule que :

« Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminé suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1,3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

On a :

$$T_{analytique} = 0,696 \text{ s} > 1,3 T_{empirique} = 0,665 \text{ s}$$

$$T = 0,665 \text{ s}$$

Calcul du facteur d’amplification dynamique moyen (D) : Qui est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{s} \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99/version 2003}) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0\text{s} \end{cases}$$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,50}{0,665} \right)^{2/3} \quad \text{avec : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 7\% \quad : \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 7\%$$

$$D = 1,57$$

➤ **Calcul de l’effort tranchant à la base :** (Analytiquement)

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99/2003})$$

$$V_{x \text{ analytique}} = \frac{0,15 \times 1,57 \times 1}{4} \times 20658,06 = 1216,24 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ analytique}} = \frac{0,15 \times 1,57 \times 1,1}{4} \times 20658,06 = 1278,22 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ analytique}} = 1216,24 \text{ KN}$$

$$\text{et } V_{y \text{ analytique}} = 1278,22 \text{ KN}$$

➤ **L’effort tranchant et les moments à la base :** (Déterminé du logiciel ETABS)

Spectre	Vx (kN)	Vy (kN)	Mx(kN. m)	My(kN.m)
Ex	1529,56	105,03	1742,29	19769,05
Ey	105,03	1513,10	22659,36	1255,99

IV.2- effort tranchant et les moments à la base de la structure.

$$V_{xdyn} = 1529,56 \text{ kN} > 80\% V_x = 972,99 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y dyn} = 1513,10 \text{ kN} > 80\% V_y = 1022,57 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V**.

Excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides

dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion)
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = 0,05 \times 26 = 1,3 \text{ m}$.

$$e_y = 0,05 \times 26 = 1,3 \text{ m}$$

Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

Story	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité calculé		Excentricité accidentelle		obs.	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	ex	ey	ex	ey
SSL2	13,325	5,179	12,887	5,018	0,438	0,161	1,3	1,3	obs.	obs.
SSL1	12,664	5,032	12,392	4,892	0,272	0,14	1,3	1,3	obs.	obs.
RDC	13,312	5,855	12,385	6,321	0,927	0,466	1,3	1,3	obs.	obs.
ET1	12,86	5,939	11,864	6,38	0,996	0,441	1,3	1,3	obs.	obs.
ET2	12,752	5,997	11,982	6,418	0,77	0,421	1,3	1,3	obs.	obs.
ET3	12,755	5,996	11,52	6,4	1,235	0,404	1,3	1,3	obs.	obs.
ET4	12,739	5,97	11,799	6,321	0,94	0,351	1,3	1,3	obs.	obs.
ET5	12,769	5,947	12,009	6,175	0,76	0,228	1,3	1,3	obs.	obs.

Tab IV.3-Vérification de l'excentricité.

IV.6-Vérification de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3})$$

zone	N _d	B(cm)	A(cm)	F _{c28} (Mpa)	ν	obs
I	1005,68	40	40	25	0,25	cv
II	773,83	35	35	25	0,25	cv
III	293,07	30	30	25	0,13	cv

Tab IV.4- Vérification de l'effort normal réduit.

IV.7-Vérification des déplacements latéraux inters étages :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article du RPA99/2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessaire être vérifiée.

$$\Delta_{kx} \leq \bar{\Delta}_k \quad \text{et} \quad \Delta_{ky} \leq \bar{\Delta}_k \quad (\text{RPA99 / Version 2003, Art. 5.10})$$

$$\Delta_{kx} = \delta_x^k - \delta_x^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ky} = \delta_y^k - \delta_y^{k-1} \quad (\text{RPA99 / Version 2003, Art. 4.43})$$

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k \quad (\text{RPA99 / Version 2003, Art. 4.43})$$

$$\bar{\Delta}_k = h/100$$

Avec :

δ_{ex}^k = déplacement absolu selon x (déterminer de l'ETABS sous la combinaison accidentelle)

δ_{ey}^k = déplacement absolu selon y (déterminer de l'ETABS sous la combinaison accidentelle)

R = coefficient de comportement de la structure.

Δ_{kx} = déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x.

Δ_{ky} = déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens y.

$\bar{\Delta}_k$ = le déplacement relatif admissible du niveau k.

Déplacements inter-étage sont résumé dans le tableau suivant:

Niveaux	Sens x-x : (U ₁)					Sens y-y : (U ₂)				
	δ_{ek} [cm]	R	δ_k [cm]	Δ_k [cm]	$\bar{\Delta}_k$ [cm]	δ_{ek} [cm]	R	δ_k [cm]	Δ_k [cm]	$\bar{\Delta}_k$ [cm]
NIV 9	1,76	4	7,04	0,416	4,10	1,76	4	7,04	1,396	4,10
NIV 8	1,656	4	6,624	0,792	3,06	1,411	4	5,644	0,928	3,06
NIV 7	1,458	4	5,832	0,888	3,06	1,179	4	4,716	0,944	3,06
NIV 6	1,236	4	4,944	0,940	3,06	0,943	4	3,772	0,94	3,06
NIV 5	1,001	4	4,004	0,968	3,06	0,708	4	2,832	0,908	3,06
NIV 4	0,749	4	3,036	0,832	3,06	0,481	4	1,924	0,836	3,06
NIV 3	0,492	4	1,968	0,832	3,06	0,272	4	1,088	0,612	3,06
NIV 2	0,284	4	1,136	0,304	3,06	0,119	4	0,476	0,476	3,06
NIV 1	0,076	4	0,304	0,304	3,06	0,00	4	0	0	3,06

Tab IV.5-Déplacements relatifs dans les deux Sens.

Déplacements maximales :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

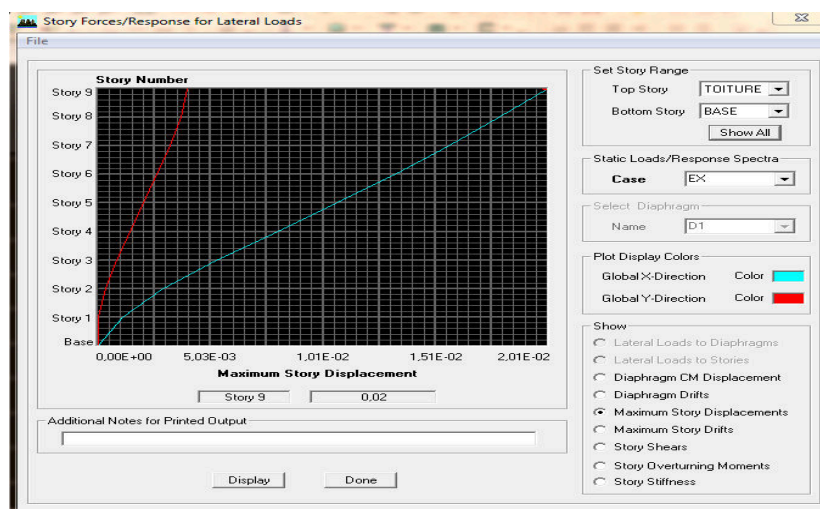


Fig IV.18-Déplacements maximales suivant EX.

$$\delta_{max} = 0,02 \text{ m} < f = 28,58/500 = 0,057 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

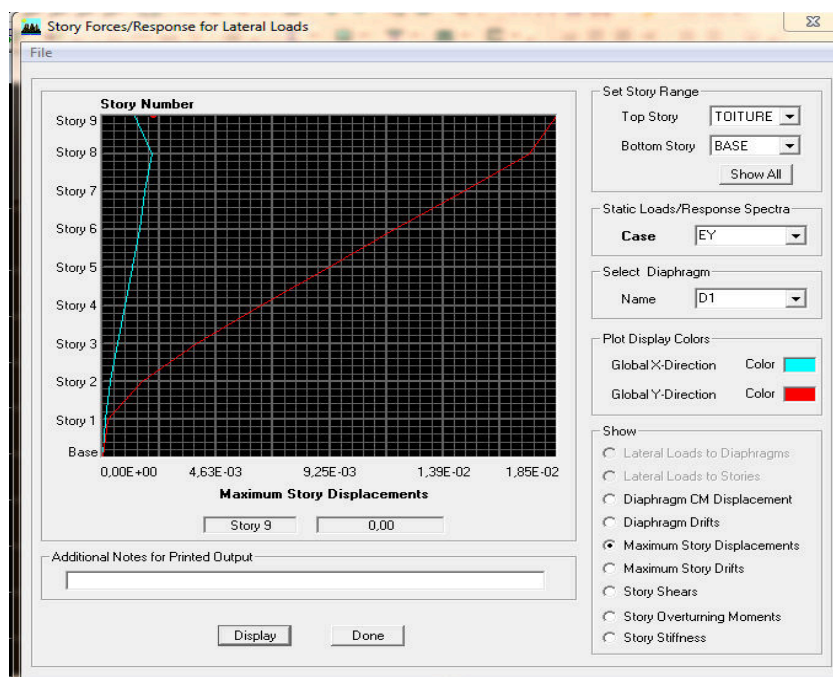


Fig IV.19-Déplacements maximales suivant EY.

$$\delta_{max} = 0,02 \text{ m} < f = 28,58/500 = 0,057 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.8-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Δ).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- ✓ La valeur de la force axiale appliquée
- ✓ La rigidité ou la souplesse de la structure globale
- ✓ La souplesse des éléments de la structure

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Le RPA99/2003 préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, Si :

- $\theta_k \leq 0,10$; les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.
- $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$; il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{1-\theta_k}$
- $\theta_k \geq 0,20$; La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k - H_k} \quad (\text{RPA99 / Version 2003, Art 5.9})$$

Avec:

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’.

		Sens x-x				Sens y-y			
Niv.	P(KN)	$\Delta_{K(m)}$	$V_K \times H_K$	$P_K \times \Delta_K$	θ_x	$\Delta_{K(m)}$	$V_K \times H_K$	$P_K \times \Delta_K$	θ_y
9	929,03	0,0416	395,85	38,6476	0,0976	0,01396	276,75	12,969	0,0468
8	3074,26	0,06624	1350,04	24,3481	0,0180	0,0008	1508,33	2,4594	0,0016
7	5558,94	0,05832	2221,22	49,3633	0,022	0,0008	2390,31	4,4471	0,0018
6	8113,24	0,04944	2960,18	76,2644	0,026	0,0012	3104,85	9,7358	0,0031
5	10667,53	0,04004	3576,59	103,261	0,029	0,0008	3677,17	8,5340	0,0023
4	13196,6	0,03036	4050,61	109,795	0,027	0,0008	4116,46	10,557	0,0025
3	15533,38	0,01968	4361,6	129,237	0,029	0,0008	4393,18	12,4267	0,0028
2	18005,9	0,01136	4582,96	54,7379	0,012	0,00004	4589,29	0,7202	0,00015
1	20583,69	0,00304	4680,45	163,022	0,035	0	4630,09	0	0

Tab IV.6-justification Vis-à-vis De l’effet P- Δ dans les deux Sens.

IV.9-Vérification au renversement :

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants

$M_s \geq 1,5 M_r$ (RPA99 / Version 2003, Art. 4.4.1)

M_r : Moment renversant obtenu depuis les résultats d’analyse par logiciel (ETABS). M_s :

Moment stabilisant ($M_s = W \frac{L}{2}$)

W : Poids total du bâtiment.

Moment stabilisant dans le sens X-X : $M_{sx} = 267510,36 \text{ KN.m}$

Moment stabilisant dans le sens Y-Y : $M_{sy} = 129125,19 \text{ KN.m}$

Moment renversant dans le sens X-X : $M_{rx} = 22659,36 \text{ KN.m}$

Moment renversant dans le sens Y-Y : $M_{ry} = 19769,05 \text{ KN.m}$

$M_{sx} = 267510,36 \text{ KN.m} > 1,5 * M_{rx} = 33989,04 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

$M_{sy} = 129125,19 \text{ KN.m} > 1,5 * M_{ry} = 29653,58 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, alors on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre V

Ferraillage des poutres

Introduction

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5 Q$à l'ELU.
- $G+Q$ à l'ELS.
- $G+Q\pm E$RPA99V2003
- $0,8G \pm E$RPA99V2003

V.1- Recommandations du RPA99 version 2003**- Armatures longitudinales**

➤ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Poutre principales de (30x40) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire de (25x30) : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$
- Les fermes et les pannes de (25x30) : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$

➤ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

- Poutres principales de (30x40) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- Poutres secondaires de (25x30) : $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : $40\varnothing$ (zone IIa).

- Armatures transversales

La quantité d'armature transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing \right)$$

- En zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale) :

$$S = \frac{h}{2}$$

- \varnothing : Le plus petit diamètre utilise pour les armatures longitudinales
- Le premier cadre doit être dispose à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

V.2- Étape de calcul des armatures longitudinales :

Les poutres sont ferrailées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

Ast : Section d'acier inférieure tendue,

Asc: Section d'acier supérieure la plus comprimée,

Mu: Moment de flexion,

h: Hauteur de la section du béton,

b: Largeur de la section du béton,

d: Hauteur utile $d = h - c$,

c,c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{Mu}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{avec :} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- Situations durables (1,35G+1,5Q) dans ce cas :
- $$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$
- Situation accidentelles (G+Q±E) dans ce cas :
- $$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{0,85 \times 1,15} = 21,74 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\theta = 1$ si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0,85$ si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 1 heure.

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

1^{er} cas : Section simplement armée (Asc=0) :

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}}$$

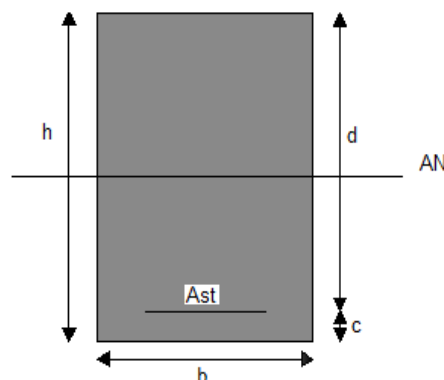


Fig V.1- section simplement armée.

2^{ème} cas : Section doublement armée ($A_{sc} \neq 0$)

Si $\mu > \mu_l = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_l}{\beta l d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} ; \quad \text{avec :} \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

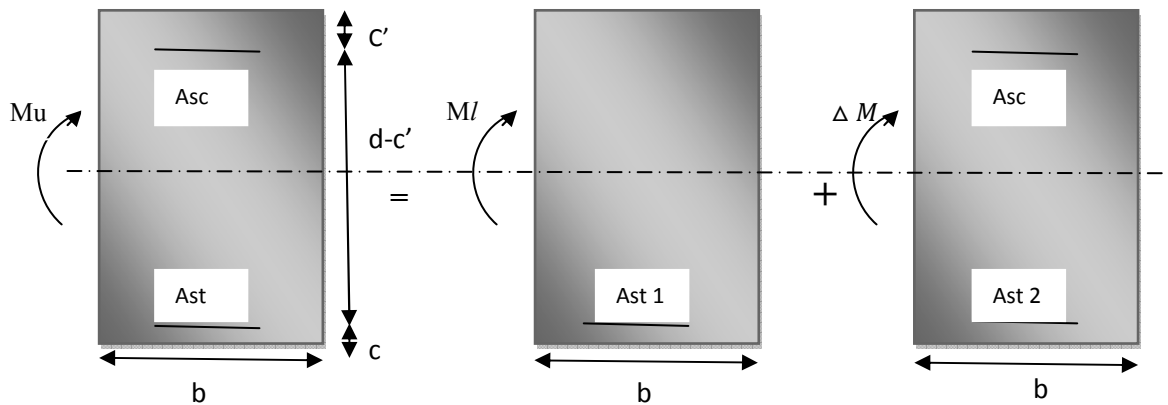


Fig V.2- Section doublement armée

Après avoir extraire les moments, on prend les moments max soit aux appuis soit en travée.

Remarque :

Le ferraillage se fait par zones tel que :

Zone I : SSOL 1 et 2

Zone II : RDC , 1,2,3

Zone III : 4,5

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Les poutres principales :**En travée :**

Niv	Mumax (kN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}(cm^2)$	Choix des barres	A_{adp} (cm^2)
4,5	38,02	0,042	SSA	0,979	2,63	6HA12	6,78
RDC,1,2,3	57,95	0,065	SSA	0,967	4,06	6HA12	6,78
Ssol 1 et 2	84,60	0,095	SSA	0,951	5,97	6HA12	6,78

Tab V.1- ferraillage des poutres principales en travée.

Aux appuis :

Niv	Mu max (kN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}(cm^2)$	Choix des barres	$A_{adp}(cm^2)$
4,5	95,59	0,107	SSA	0,944	6,28	6HA14	9,24
RDC,1,2,3	107,43	0,120	SSA	0,936	7,74	6HA14	9,24
Ssol 1 et 2	118,22	0,132	SSA	0,929	8,59	6HA14	9,24

Tab V.2- ferraillage des poutres principales aux appuis.

Les poutres secondaires loin des voiles :

En travée :

Niv	Mu max (kN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}(cm^2)$	Choix des barres	$A_{adp}(cm^2)$
4,5	27,165	0,069	SSA	0,965	2,57	3HA12	3,39
RDC,1,2,3	30,22	0,076	SSA	0,960	2,88	3HA12	3,39
Ssol 1 et 2	17,217	0,043	SSA	0,979	1,86	3HA12	3,39

Tab V.3- ferraillage des poutres secondaires loin des voiles en travée.

Aux appuis :

Niv	Mu max (kN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}(cm^2)$	Choix des barres	$A_{adp}(cm^2)$
4,5	29,418	0,074	SSA	0,962	2,80	3HA12	3,39
RDC,1,2,3	32,019	0,081	SSA	0,958	3,06	3HA12	3,39
Ssol 1 et 2	19,227	0,049	SSA	0,975	1,80	3HA12	3,39

Tab V.4- ferraillage des poutres secondaires loin des voiles aux appuis.

Les poutres secondaires solidaires des voiles :

En travée :

Niv	Mu max (kN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}(cm^2)$	Choix des barres	A_{adp} (cm^2)
4,5	50,627	0,128	SSA	0,931	4,99	6HA12	6,78
RDC,1,2,3	66,647	0,168	SSA	0,909	6,78	6HA12	6,78
Ssol 1 et 2	56,311	0,142	SSA	0,923	5,62	6HA12	6,78

Tab V.5- ferrailage des poutres secondaires solidaires des voiles en travée.

Aux appuis :

Niv	Mu max (kN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}(cm^2)$	Choix des barres	A_{adp} (cm^2)
4,5	69,73	0,176	SSA	0,902	7,14	3HA14+3HA14	9,24
RDC,1,2,3	79,675	0,201	SSA	0,887	8,34	3HA14+3HA14	9,24
Ssol 1 et 2	58,991	0,149	SSA	0,919	5,91	3HA14+3HA14	9,24

Tab V.6- ferrailage des poutres secondaires solidaires des voiles aux appuis.

Fermes :

Niv	Mu max (kN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}(cm^2)$	Choix des barres	A_{adp} (cm^2)
Travée	25,065	0,063	SSA	0,968	2,37	3HA12	3,39
Appuis	39,90	0,100	SSA	0,947	3,86	3HA14	4,62

Tab V.7- ferrailage des fermes.

Panne :

Niv	Mu max (kN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}(cm^2)$	Choix des barres	A_{adp} (cm^2)
Travée	15,715	0,039	SSA	0,981	1,61	3HA12	3,39
Appuis	21,645	0,054	SSA	0,972	2,37	3HA12	3,39

Tab V.8- ferrailage des pannes.

V.3- Vérification à l'ELU :**- Condition de non fragilité [Art A.4.2.1/BEAL91]**

$$A_{st \min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} ; \quad \text{avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Poutre principale :

$$A_{st \min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Poutre secondaire :

$$A_{st \min} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

Ferme et panne :

$$A_{st \min} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

$A_{adop} > A_{\min}$ condition vérifiée pour toutes les poutres.

- Vérification de contrainte de cisaillement [Art A.5.1/ BEAL91]

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec : $\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable}).$$

poutre principale : $T_{u \max} = 98,91 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{98,91 \times 10^3}{300 \times 375} = 0,879 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,879 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutre secondaire : $T_{u \max} = 118,47 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{118,47 \times 10^3}{250 \times 275} = 1,723 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,723 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ferme et panne : $T_{u \max} = 40,63 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{40,63 \times 10^3}{250 \times 275} = 0,591 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,591 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis [Art A.5.1.211/ BEAL91]

$$T_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutre principale :

$$T_u = 98,91 \text{ kN} < 675 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutre secondaire :

$$T_u = 118,47 \text{ kN} < 412,5 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Entraînement des barres [Art A.6.3.1 /BAEL 91]

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \tau_{se,u} = \Psi \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$

Poutre principale :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{98,91 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 226,08} = 0,903 \text{ MPa} < \tau_{se,u} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutre secondaire :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{118,47 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 226,08} = 2,12 < \tau_{se,u} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Ancrage des barres : [art A.6.1.221 /BAEL 91]

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec :} \quad \tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les $\phi 12 = 42,33 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14 = 49,38 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage d'après l'article (**Art A.6.1.253 BAEL91 mod99**). $L_c = 0,4l_s$.

Pour les $\phi 12 = 16,92 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14 = 19,75 \text{ cm}$

• Armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi l ; \frac{b}{10} \right\} \leq \min \{ 1,14 ; 1,2 ; 3 \}$$

Les armatures transversales seront réalisées par 1cadre + 1étrier de HA8.

Soit : **At = 4HA8 = 2,01 cm².**

- Espacement des barres : [Article 7.5.2.2 RPA 99]

➤ **En zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\}$$

Poutre principale (30x40) = $St=10\text{cm}$

Poutre secondaire (25x30) = $St=7\text{cm}$

Ferme et panne (25x30) = $St=7\text{cm}$

➤ **En zone courante:** $St \leq \frac{h}{2}$

Poutre principale (30x40) = $St=15\text{cm}$

Poutre secondaire (25x30) = $St=15\text{cm}$

Ferme et panne (25x30) = $St=15\text{cm}$

➤ **Délimitation de zone nodale :**

$$L' = 2xh$$

Poutre principale (30x40) = $L' = 2x40 = 80\text{ cm}$

Poutre secondaire (25x30) = $L' = 2x30 = 60\text{ cm}$

Ferme et panne (25x30) = $L' = 2x30 = 60\text{ cm}$

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier :

$$At = 2,01\text{ cm}^2 \geq At_{\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V.4- Vérification à l'ELS :

1. État limite d'ouverture des fissures : La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

2. État limite de résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s} ; \quad K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

Poutre principale :

• **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 9,24}{30 \times 37,5} = 0,821 \Rightarrow \beta_1 = 0,870 \Rightarrow \alpha = 0,390 \Rightarrow K = 0,0426$$

$$Ma = 46,65\text{ kN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{46,65 \times 10^6}{0,870 \times 375 \times 9,24 \times 10^2} = 154,75\text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,0426 \times 154,75 = 6,59 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée*}$$

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100 AS}{b d} = \frac{100 \times 6,78}{30 \times 37,5} = 0,602 \Rightarrow \beta_1 = 0,885 \Rightarrow \alpha = 0,345 \Rightarrow K = 0,035$$

$$M_t = 29,595 \text{ kN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{29,595 \times 10^6}{0,885 \times 375 \times 6,78 \times 10^2} = 131,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,035 \times 131,53 = 4,60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

		Ms	As	ρ	β_1	K	σ_{bc}	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
PP	Travée	29,595	6,78	0,602	0,885	0,035	4,60	131,53	15	cv
	Appui	46,65	9,24	0,821	0,870	0,0426	6,59	154,75	15	cv
PS	Travée	10,93	6,78	0,493	0,894	0,031	4,065	131,14	15	cv
	Appui	14,994	6,78	0,493	0,894	0,031	5,58	179,91	15	cv
ferme	Travée	5,702	3,39	0,493	0,894	0,031	2,12	68,4	15	cv
	Appui	24,505	4,62	0,672	0,880	0,037	8,11	219,18	15	cv
panne	Travée	3,233	3,39	0,493	0,894	0,031	1,2	38,78	15	cv
	Appui	7,717	3,39	0,493	0,894	0,031	2,88	92,57	15	cv

Tab V.9-Vérification des contraintes a l'ELS pour toutes les poutres.

3. État limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche «*f*», qui ne doit pas dépasser la valeur limite «*f*».

a) Valeurs limites de la flèche :

Pour $L \leq 5 \text{ m}$ $\overline{f} = \frac{L}{500}$; L : La portée mesurée entre nus du poteau.

Poutres principales : $f = \frac{475}{500} = 0,95 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $f = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$

b) Vérification à la flèche :

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées

$$\begin{aligned} \checkmark \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \checkmark \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \checkmark \quad & \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned}$$

Poutres principales :

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{450} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{450} = 0,088 < \frac{1}{10} \times \frac{84,598}{29,595} = 0,286 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{6,78 \cdot 10^2}{300 \cdot 375} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{370} = 0,081 > \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{370} = 0,081 < \frac{1}{10} \times \frac{66,647}{9,247} = 0,72 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{6,78 \cdot 10^2}{250 \cdot 275} = 0,009 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ferme :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{482} = 0,062 < \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{482} = 0,062 < \frac{1}{10} \times \frac{25,065}{5,702} = 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{3,39 \cdot 10^2}{250 \cdot 275} = 0,005 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Panne :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{450} = 0,067 > \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{450} = 0,067 < \frac{1}{10} \times \frac{15,725}{3,233} = 0,486 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{3,39 \cdot 10^2}{250 \cdot 275} = 0,005 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_s l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{avec : } \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère. ($E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,9 \text{ MPa}$)

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section

Pour la poutre principale :

- **Calcul de I_0 :**

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + 15 [A_{st}(h/2 - c) + A_{sc}(h/2 - c')]$$

$$I_0 = \frac{30 \times 40^3}{12} + 15 [6,78(20 - 2,5)]$$

$$I_0 = 160118,65 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{6,78}{30 \times 37,5} = 0,00603$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{5 \times 0,00603} = 1,393$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00603 \times 131,53 + 2,1}$$

$$\mu = 0,303$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v} = \frac{1,1 \times 160118,65}{1 + 0,303 \times 1,393} = 123854,24 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{29,595 \times 10^5 \times 450^2}{10 \times 10818,9 \times 10^5 \times 123854,24} = 0,00045 \text{ cm} < 0,9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A _{adp} (cm ²)	σ _{st} (Mpa)	ρ	λ	μ	I ₀ (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)	f _v (mm)	f _{ad} (mm)
PP	29,595	450	10818,9	40	6,78	131,53	0,00603	1,393	0,303	160118,65	123854,24	0,0045	9
PS	10,93	370	10818,9	30	3,39	131,53	0,00493	1,704	0,216	56885,625	45739,22	0,003	7,4
Ferme	5,702	482	10818,9	30	3,39	68,4	0,00493	1,704	0	56885,625	62574,188	0,002	9,64
Panne	3,233	450	10818,9	30	3,39	38,78	0,00493	1,704	0	56885,625	62574,188	0,009	9,7

Tab V.10-Calcul de la flèche pour toutes les poutres.

Nb : Après avoir vérifié les flèche dans les poutres on peut adopter ce ferraillage.

Chapitre VI

Ferraillage des poteaux

Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G + 1,5 Q$à l'ELU.
- $G+Q$ à l'ELS.
- $G+Q \pm E$RPA99V2003
- $0,8G \pm E$RPA99V2003

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1,5	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	25	21,73	400	400

Tab VI.1-Caractéristiques mécanique des matériaux.

VI.1- Recommandations de l'RPA :**❖ Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence (HA), droites et sans crochets et avoir un diamètre minimal est supérieur ou égal à 12 mm.

a) La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).

b) La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

c) Le pourcentage minimal est 0,8 % ($b \times h$) on (zone IIa).

$$\text{Poteau : (40x40) : } A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteau : (35x 35) : } A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteau : (30x30) : } A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2.$$

d) Le pourcentage maximum est :

4 % (zone courante) ;

$$\text{Poteau : (40x 40) : } A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteau : (35x 35) : } A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteau : (30x30) : } A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2.$$

6 % (zone de recouvrement) :

$$\text{Poteau : (40x 40) : } A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteau : (35x 35) : } A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteau : (30x30) : } A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2.$$

e) Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ Armatures transversales

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante : **(RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2)**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{l_f}{h} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : Espacement des armatures transversales.

✓ Dans la zone nodale (IIa): $S_t \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15\text{cm})$

✓ Dans la zone courante (IIa): $S_t \leq 15\phi_l$

ϕ_l : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$A_{min} = 0,3\%$ si $\lambda_g \geq 5$

$A_{min} = 0,8\%$ si $\lambda_g \leq 3$

si $3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

➤ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants (Φ cheminées $> 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

➤ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ min.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton sont :

➤ **Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :**

❖ **Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

- Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad ; \quad N_u(d - c') - M_f \leq (0,33h - 0,81c) b h^2 f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

M_f : Moment fictif.

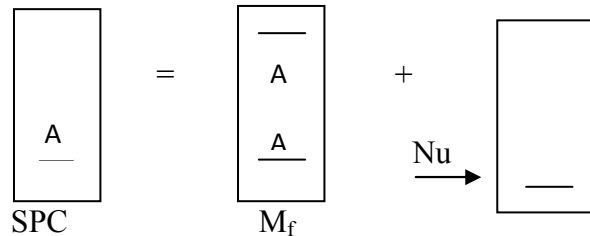


Fig VI.1-Section d'un poteau à SPC.

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

Si : $\mu \leq \mu_l = 0,392$ la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

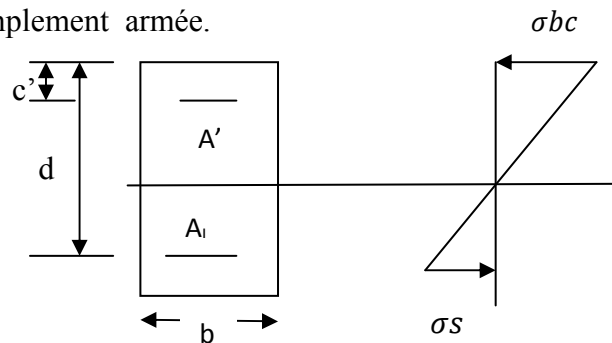


Fig VI.2-Diagramme des contraintes

La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si : $\mu \geq \mu_l = 0,392$ la section est doublement armée.

Et on calcule : $M_r = \mu_l b d^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature : $A_s' = A'$; $A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$

- Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$Nu(d-c') - M_f > (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{-si : } (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu} < Nu(d - c') - M_f < (0,5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N - 100 \psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s} ; \quad A_2 = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{Nu(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\text{-si : } Nu(d - c') - M_f \geq (0,5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_s} ; \quad A_2 = \frac{N - B f_{bu}}{\sigma_s} - A_1$$

Remarque :

Si : $e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité nulle □ compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{Nu - B f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Note :

Le ferraillage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il est possible d'adopter le même ferraillage pour certains niveaux.

Zone I : du sous-sol 1^{er} ét., Section (40 x 40).

Zone II : du RDC au 3^{ème} étage. Section (35 x 35).

Zone III : du 4^{ème} à la charpente Section (35 x 35).

VI.2-Calcul à l'ELU et au Séisme :

Poteau 40 x 40

$N_u = 1299,44 \text{ KN}$ et $M_u = 1,057 \text{ KN.m}$

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0,0008 < \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,17 \text{ SEC}$$

Vérification de la 1^{er} condition :

$$(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bu} < N u (d - c') - M_f < (0,5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$M_f = M_u + N u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 221,96 \text{ kN.m}$$

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_s} = \frac{221,96 \times 10^6 - (370 - 15) \times 400 \times 400}{(370 - 30) 348} = -5100 \text{ mm}^2 = 0,51 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N - B f_{bu}}{\sigma_s} - A_1 = \frac{1299,44 \times 10^3 - (400 \times 400) \times 14,2}{348} - (-5100) = -2300 \text{ mm}^2 = 0,23 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

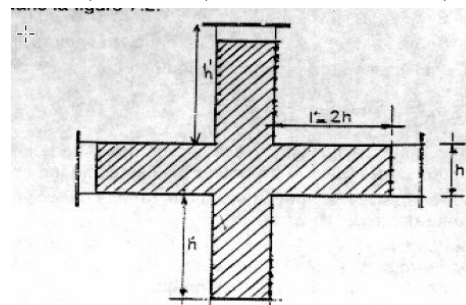
Section	Sollicitation	Nu (KN)	Mu (KN.m)	e=Mu/Nu (m)	h/2-c (m)	OBS	As (cm2)	A's (cm2)
ZONE I	Nmax-Mcor	-1299,44	-0,815	0,00063	0,17	SEC	0	0
			1,057	0,0008	0,17	SEC	0	0
	Nmin-Mcor	356,74	0,915	0,0256	0,17	SPC	4,39	4,53
			-0,173	0,0005	0,17	SPC	4,47	4,5
	Mmax-Ncor	-163,07	0,959	0,0059	0,17	SEC	0	0
			98,148	0,602	0,17	SPC	4,87	0
ZONE II	Nmax-Mcor	-1009,09	2,033	0,0201	0,145	SEC	0	0
			-1,213	0,0012	0,145	SEC	0	0
	Nmin-Mcor	269 ,37	8 ,482	0,0315	0,145	SEC	0	0
			6,762	0,025	0,145	SEC	0	0
	Mmax-Ncor	-525,91	-18,088	0,0344	0,145	SEC	0	0
			-139,977	0,266	0,145	SPC	4,3	0
ZONE III	Nmax-Mcor	-387,48	-13,815	0,0356	0,12	SEC	0	0
			-1,389	0,00358	0,12	SEC	0	0
	Nmin-Mcor	36,94	10,071	0,272	0,12	SPC	1 ,33	0
			-2,222	0,06	0,12	SPC	0,63	0,3
	Mmax-Ncor	-269 ,39	-11,316	0,042	0,12	SEC	0	0
			-80,491	0,298	0,12	SPC	2,32	0

Tab VI.2-Ferrailage des poteaux à l'ELU dans les deux sens.

- Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures.
- As (min) correspondante recommandée par le règlement RPA.99-V 2003 » en zone IIa.

	niveaux	A's (Cm ²)	As (Cm ²)	Amin (Cm ²)	A adopté (Cm ²)	Coix des barres
zone I	Sous sol 1 et 2	4,53	4,87	12,8	14,19	4HA16+4HA14
ZONE II	RDC au 3eme étage	0	4,3	9,8	10,67	4HA14+4HA12
ZONE III	4eme etage à la charpente	0,3	2,32	7,2	9,05	8HA12

Tab VI.3-Ferraillage des poteaux adopte dans les deux sens.

VI.3- Vérification à l'ELU :**- Longueur de recouvrement :**Zone I : $L_r = 40\phi l = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ $L_r = 70 \text{ cm}$ Zone II : $L_r = 40 \phi l = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ $L_r = 60 \text{ cm}$ Zone III : $L_r = 40 \phi l = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$ $L_r = 50 \text{ cm}$ **- Délimitation de la zone nodale :** (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifie 2003).au niveau des poteaux : $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}) = \max (266/6 ; 40 ; 40 ; 60) = 60 \text{ cm}$ **Avec :** b_1, h_1 : dimensions du poteau h_e : hauteur entre nu de poteau.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

- Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{t28} \quad ; \quad F_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

 $\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA16 : } L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 56,44 \text{ cm}$$

Pour les HA14 : $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 49,38 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 42,33 \text{ cm}$

- Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement".

D'après les règles du BAEL.91-modifié99, le diamètre des armatures transversales ϕ_t est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_l^{\max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{h}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$ telle que : $l_f = 0,70 L_0$

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

L_0 : longueur libre de poteau

Avec

$$L_0 = 2,66 \text{ m pour tous les niveaux}$$

- Espacement des armatures transversales:

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

➤ Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \dots\dots\dots S_t = 10\text{cm}$$

➤ Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_l = 15 \times 1,2 = 18\text{cm} \dots\dots\dots S_t = 15\text{cm}$$

ϕ_l : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- Calcul l'élancement λ_g et $A_{t \min}$.

Poteau (40 x40) :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 266}{40} = 4,65 \dots\dots 3 < \lambda_g < 5 \text{ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.}$$

$$\text{D'où } A_{t \min} = 0,4125\% \quad S_t \times a$$

$$\text{Dans la zone nodale : } A_{t \min} = 0,004125 \times 40 \times 10 = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans la zone courante : } A_{t \min} = 0,004125 \times 40 \times 15 = 2,475 \text{ cm}^2$$

Poteau (35 x35) :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 266}{35} = 5,32 > 5$$

D'où $A_t^{\min} = 0,3\% \text{ St} \times a$

Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 35 \times 10 = 1,05 \text{ cm}^2$

Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 35 \times 15 = 1,575 \text{ cm}^2$

Poteau (30 x30) :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 266}{30} = 6,21 > 5$$

D'où $A_t^{\min} = 0,3\% \text{ St} \times a$

Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 30 \times 10 = 0,9 \text{ cm}^2$

Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 30 \times 15 = 1,35 \text{ cm}^2$

D'où : Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres et d'un losange en HA8 pour tous les poteaux : soit $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t \text{ min} = 8 \text{ cm}$.

Conclusion :

	niveaux	Section (cm ²)	Armatures longitudinales	Armature transversales
zone I	Sous sol 1 et 2	40x40	4HA16+4HA14	4HA8
ZONE II	RDC au 3 ^{ème} étage	35x35	4HA14+4HA12	
ZONE III	4 ^{ème} étage à la charpente	30x30	8HA12	

Tab VI.4-Ferraillage des poteaux adopte dans les deux sens.

Vérification au cisaillement : $\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

Calcul de la contrainte dans le béton :

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Calcul de la contrainte admissible dans le béton :

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $\lambda g = \frac{If}{b}$

Niv	Vu (KN)		b (cm)	h(cm)	λg	ρ_b	τ_b (MPa)	τ_{bu} (MPa)	OBS
	V2	V3							
Zone I	134,58	32,76	40	40	4,61	0,04	0,909	1,00	CV
Zone II	164,72	141,92	35	35	5,32	0,075	1,471	1,875	CV
Zone III	91,55	90,24	30	30	6,21	0,075	1,130	1,875	CV

Tab VI.5-vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton.

VI.4-Vérification à l'ELS :**- Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right]$$

Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e=Ms/Ns (m)	h/6 (m)	NATURE	A min (cm ²)	Aadp (cm ²)	OBS
ZONE I	Nmax-Mcor	-938,75	-0,592	0,00063	0,067	SEC	4,42	14,19	CV
			0,761	0,00081	0,067	SEC	4,43		CV
	Nmin-Mcor	-154,05	-1,124	0,00729	0,067	SEC	4,71		CV
			3,13	0,02031	0,067	SEC	5,5		CV
	Mmax-Ncor	-393	0,47	0,00119	0,067	SEC	4,44		CV
			26,603	0,06769	0,067	SPC	0		CV
ZONE II	Nmax-Mcor	-727,18	1,489	0,00204	0,058	SEC	3,68	10,67	CV
			-0,871	0,00119	0,058	SEC	3,38		CV
	Nmin-Mcor	-73,52	-1,088	0,01479	0,058	SEC	5,26		CV
			-0,657	0,00893	0,058	SEC	4,86		CV
	Mmax-Ncor	-139,94	5,285	0,03776	0,058	SEC	8,97		CV
			22,994	0,16431	0,58	SEC	0,32		CV
ZONE III	Nmax-Mcor	-279,5	-9,639	0,03448	0,05	SEC	5,5	9,05	CV
			-1,01	0,00361	0,05	SEC	2,49		CV
	Nmin-Mcor	2,87	-3,568	1,2432	0,05	SPC	0		CV
			-4,143	1,4435	0,05	SPC	0		CV
	Mmax-Ncor	-48,07	5,355	0,1114	0,05	SPC	0		CV
			18,833	0,39178	0,05	SPC	0		CV

Tab VI.6-Vérification de la condition non fragilité à l'ELS dans les deux sens.

D'après les résultats trouvés sur les tableaux, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée $A_{adoptée} > A_{min}$.

État limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

-Vérification des contraintes :

Contrainte du béton : [BAEL 91A.4.5.2]

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} \quad \Longrightarrow \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Remarque :

On peut y vérifier la contrainte dans le béton par deux méthodes, manuellement ou à l'aide du logiciel SOCOTEC.

- **Méthode manuelle :**

On a deux cas à vérifier à l'ELS :

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ la section est entièrement comprimée (SEC)

- L'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15 (A_s + A'_s)$

- La position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = \frac{A'_s(0,5h - d') - A_s(d - 0,5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- L'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh X_G^2 + 15 [A'_s (0,5h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0,5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I} \quad \text{sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} + X_G)}{I} \quad \text{sur la fibre inférieure}$$

Enfin : on vérifie :

$$\text{Max}(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6}$ la section est partiellement comprimée (SPC)

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

Avec :

$$\begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6nA_u \frac{Lc - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - Lc}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6nA_u \frac{(Lc - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - Lc)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^2}{27}$$

-si $\Delta \geq 0$: $t = 0,5\sqrt{\Delta} - q$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{4p^2}{3u}$

-si $\Delta \leq 0$ l'équation admet trois racines

$$Y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; \quad Y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; \quad Y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = a \cos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l < h$$

$$\text{Donc } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Les résultats de la vérification des contraintes dans le béton et les aciers sont donnés par le logiciel SOCOTEC :

Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e=Ms/Ns (m)	h/6 (m)	NATURE	σ_{bc}		σ_{st}		σ_{bc} adm	σ_{st} adm	OBS
							sup	inf	sup	inf			
ZONE I	Nmax-Mcor	-938,75	-0,592	0,0006306	0,067	SEC	4,6	4,67	69,1	70	15	348	CV
			0,761	-0,000811	0,067	SEC	4,68	4,59	70,1	68,9	15	348	CV
	Nmin-Mcor	-154,05	-1,124	0,0072963	0,067	SEC	0,69	0,83	10,6	12,3	15	348	CV
			3,13	-0,020318	0,067	SEC	0,95	0,57	13,8	9,03	15	348	CV
	Mmax-Ncor	-393	0,47	-0,001196	0,067	SEC	1,97	1,91	29,5	28,7	15	348	CV
			26,603	-0,067692	0,067	SPC	8,71	0	122,2	-96,4	15	348	CV
ZONE II	Nmax-Mcor	-727,18	1,489	-0,002048	0,058	SEC	4,84	4,57	72,3	68,9	15	348	CV
			-0,871	0,0011978	0,058	SEC	4,63	4,79	69,6	71,6	15	348	CV
	Nmin-Mcor	-73,52	-1,088	0,0147987	0,058	SEC	0,38	0,57	5,91	8,37	15	348	CV
			-0,657	0,0089363	0,058	SEC	0,42	0,54	6,39	7,88	15	348	CV
	Mmax-Ncor	-139,94	5,285	-0,037766	0,058	SEC	1,39	0,42	19,6	7,61	15	348	CV
			22,994	-0,164313	0,58	SEC	3,27	0	42,1	-24,8	15	348	CV
ZONE III	Nmax-Mcor	-279,5	-9,639	0,0344866	0,05	SEC	1,02	3,56	19,6	49,6	15	348	CV
			-1,01	0,0036136	0,05	SEC	2,16	2,42	32,8	36	15	348	CV
	Nmin-Mcor	2,87	-3,568	-1,243206	0,05	SPC	0	0,65	-15,1	6,94	15	348	CV
			-4,143	-1,443554	0,05	SPC	0	0,75	-17,7	7,99	15	348	CV
	Mmax-Ncor	-48,07	5,355	-0,1114	0,05	SPC	1,22	0	15,7	-5,21	15	348	CV
			18,833	-0,391783	0,05	SPC	3,65	4,1	-63,8	0	15	348	CV

Tab VI.7-Vérification les contraintes dans les aciers et le béton.

Chapitre VII

Ferraillages des voiles

Introduction

Le voile est un élément de contreventement soumis à une flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation, et un cisaillement sous l'effet du séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales,
- Armatures transversales.

Combinaison d'action :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA99V2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

VII.1-Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- $\frac{h}{L} > 1,5$ (voile élancé)
- $\frac{h}{L} < 1,5$ (voile court)

VII.2- Exposé de la méthode des bandes :

Méthode de ferrailage des voiles : La méthode utilisée est la méthode de la R.D.M. Cette méthode se fait pour une bande de largeur d, elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M).

-Détermination des diagrammes des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec : B : section du béton. (L x e)

I : moment d'inertie du voile.

V et v' : bras de levier $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

➤ Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

➤ Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c$$

➤ **Calcul de la longueur : (d1 , d2) :**

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right).$$

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

L_c : La longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C),
- Section partiellement comprimé (S.P.C),
- Section entièrement tendue (S.E.T).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

Zone I : Sous-sol 1 et 2 $ep = 20$ cm et section (40 x 40)

Zone II : RDC, 1, 2 et 3^{ème} étage $ep = 20$ cm et Section (35 x 35).

Zone III : 4, 5^{ème} étage et la charpente $ep = 20$ cm et Section (30 x 30).

✓ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

-Effort normal :

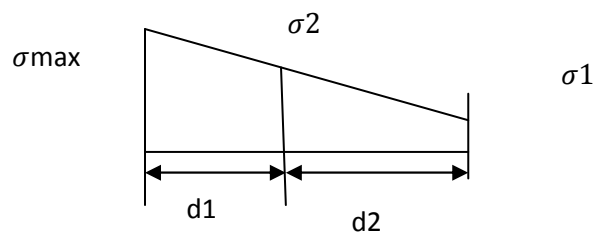
L'effort normal par bande (d) est donné par la formule suivante :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_2}{2} \times d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \cdot e$$

e : Épaisseur du voile.

$\sigma_1 ; \sigma_2$: Contraintes de compression.



$$\text{Avec } \sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times \sigma_{\max}}{L_t}$$

- Section d'armature :

La section d'armature est donnée par la formule suivante :

$$A_{vi} = \frac{N_i \times B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : σ_s : Contrainte de l'acier.

B : section du voile

$\sigma_s = 348$ Mpa ; $f_{bc} = 14,20$ Mpa \Longrightarrow Situation Courante,

$\sigma_s = 400$ Mpa ; $f_{bc} = 21,73$ Mpa \Longrightarrow Situation Accidentelle.

- Armatures minimales (Art A.8.1.21 BAEL91/mod99 et Art A.7.1.2 CBA93)

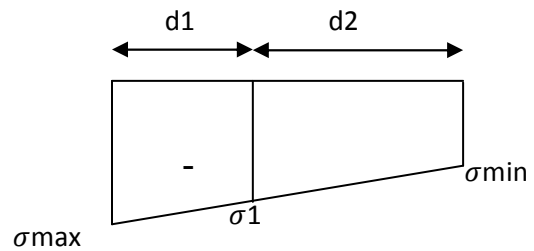
$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec : B : section du béton comprimé.

✓ **Section entièrement tendue (SET) :****-Effort normal :**

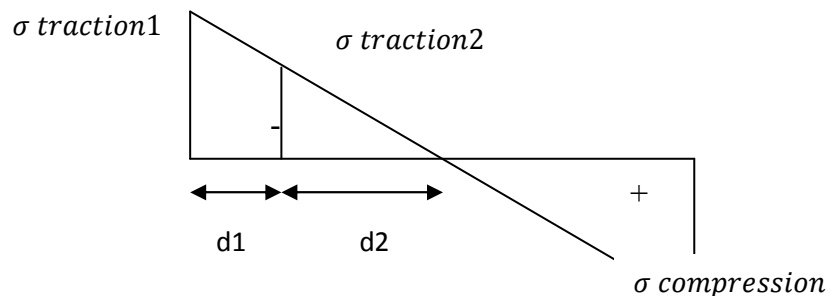
$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

**-Section d'armature :** $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$ **Armature verticales minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \quad (\text{condition de fragilité BAEL Art A4.2.1})$$

$$A_{\min} \geq 0,002 B \quad (\text{Section min RPA Art 7.7.4.1})$$

B : section du béton.

✓ **Section partiellement comprimé (SPC):****Effort normal:**

$$N_1 = \frac{\sigma_{traction1} + \sigma_{traction2}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{traction1}}{2} \cdot d \cdot e$$

La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$ **Remarque :** σ_{\max} et σ_{\min} : Sont de signe positif on aura section entièrement tendue (S.E.T). σ_{\max} et σ_{\min} : Sont de signe négatif on aura section entièrement comprimée (S.E.C). σ_{\max} et σ_{\min} : Sont des signe contraire on aura section partiellement comprimée (S.P.C).

VII.3 - Exigences de R PA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux. Est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courantes 0,10 %

-Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales

$$\text{D'après le BEAL 91 : } A_h = \frac{A_v}{4}$$

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

D'après le RPA 2003 : **$A_h \geq 0,15 \% B$** globalement dans la section du voile.

$A_h \geq 0,10 \% B$ en zone courante.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

-Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle 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 RPA99/ Version 2003)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

-Armatures de coutures :

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 :

$$\text{Avec : } A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

$$T = 1,4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

-Armatures pour les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à **0,2%** de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins **4HA10 (RPA 99/ Version 2003)**.

Les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. Dans notre cas, dans certain extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

✓ **Ferrailage minimal :**

$$A_{\min} \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \text{ (condition de non fragilité BAEL art A4.2.1)}$$

$$A_{\min} = 0,002 \times B \text{ (section minimale du RPA art 7.7.4.1)}$$

✓ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

VII.4-Disposition constructives :**-Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$St \leq \min \{ 1,5e ; 30 \} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

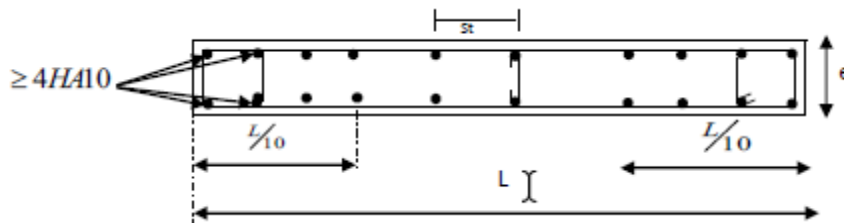
Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

-Les longueurs de recouvrement :

- 50φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- $\epsilon 20 \varphi$: pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

-Le long des joints de reprise de coulage l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture.

**VII.5-Vérification des contraintes limites de cisaillement (Art 7.7.2 RPA99/2003)**

Contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible.

Il faut vérifier que $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$ avec : $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$.

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} \quad \text{avec : } T_{\max} = 1,4 V_u$$

b_0 = épaisseur du linteau du voile.

$d = 0,9h$: hauteur utile.

V_u = effort tranchant dans le niveau considéré.

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec : $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d}$ (Art A.5.1 ,211/BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable}).$$

VII.6-Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } N_s = G+Q$$

N_s : effort normal appliqué

B : Section du béton

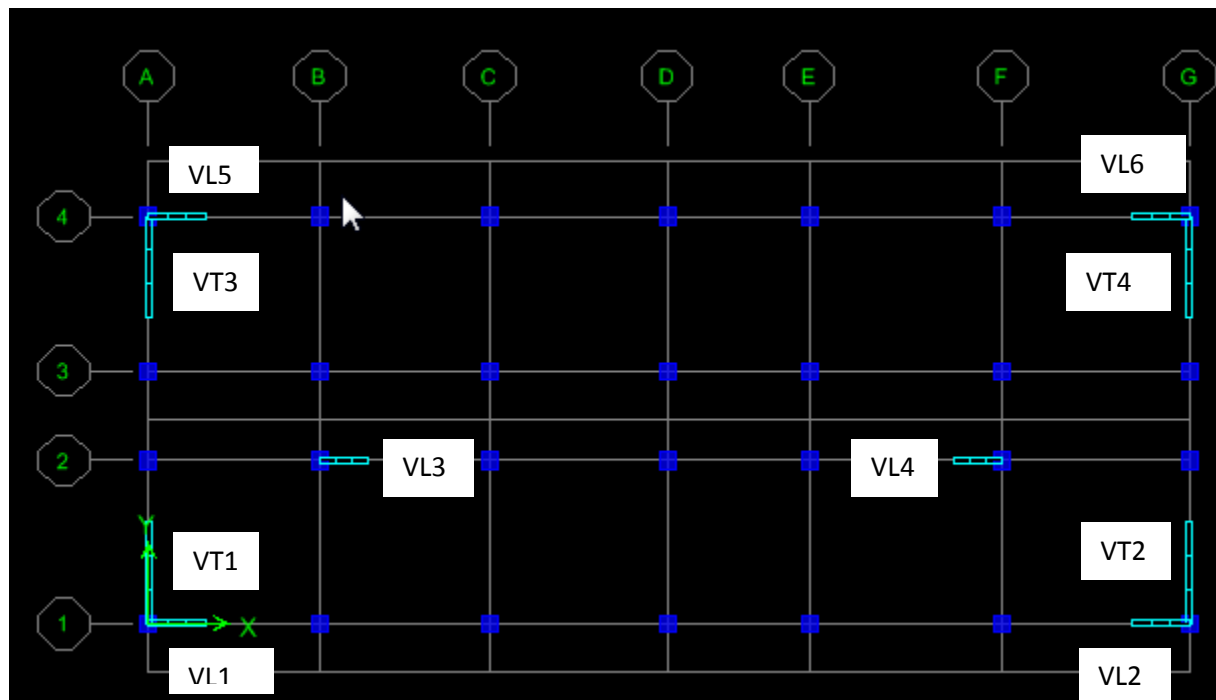
A : Section d'armature adoptée

Les voiles qui ont les mêmes dimensions seront regroupés dans 3 groupes :

V_1 : VL1, VL2 , VL5, VL6.

V_2 : VL3, VL4.

V_3 : VT1, VT2, VT3, VT4.



Disposition des voiles dans la structure (sous sol 1 a la charpente).

Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage des voiles V_1 : VL1, VL2 , VL5, VL6. (zone I)

$$e = 0,20\text{m} ; L = 1,2\text{m} ; B = 0,24 \text{ m}^2 ; I = 0,029\text{m}^4$$

$$N = 1193,92 \text{ KN}$$

$$M = 729,86 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = 26906,91 \text{ kN /m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -13641,13 \text{ kN/m}^2$$

La section est partiellement comprimée (SPC).

$$L_c = 0,80\text{m} ;$$

$$L_t = L - L_c = 0,40\text{m}$$

$$d_1 = d_2 = \frac{L_t}{2} = 0,20 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = 0,53 \text{ m}$$

$$d = 0,53 \text{ m}$$

$$d_1 = d_2 = \frac{L_t}{2} = \frac{0,40}{2} = 0,20 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{13641,13 \times 0,2}{0,4} = 6820,57 \text{ KN/m}$$

$$N_1 = \frac{13641,13 + 6820,57}{2} \times 0,20 \times 0,15 = 309,77 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{6820,57}{2} \times 0,20 \times 0,15 = 103,26 \text{ KN}$$

-Calcul des armatures:**➤ Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{309,77 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 8,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{103,26 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 2,97 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures minimales :

Pour une section partiellement comprimée :

$$A_{\min} = \max \left(0,005.B ; \frac{0,23B f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\text{Tel que : } B = d \times e$$

$$A_{\min} = \max (4 ; 1,1) = 4 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{v1} = 8,90 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = 2,97 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4 \text{ cm}^2$$

2-Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré de surface.

3-Armatures horizontales :

$$\text{BEAL 91} : A_h = \frac{A_v}{4} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{RPA 2003} : A_h = \geq 0,0015 B = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_h = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_h = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{nappe avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

4)-Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 525,8 \times 10}{400} = 18,4 \text{ cm}^2$$

5)- Sections d'armatures totales :

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 8,90 + \frac{18,4}{4} = 13,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 2,97 + \frac{18,4}{4} = 7,57 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_1 = 8\text{HA}16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

Vérifications des contraintes de cisaillement :**✓ BAEI 91 :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad (\text{Art A.5.1, 211 /BAEL91})$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} = \frac{528,8 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = 2,43 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u}$: Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c25}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,43 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3,26 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ RPA 2003 :

$$\tau_u = \frac{1,4 T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 528 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = 3,41 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3,41 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérifications à l'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\overline{\sigma_b} \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 A} \leq \sigma_b$$

$$\sigma_b = \frac{339,17 \times 10^3}{0,24 \times 10^6 + 15 \times 18,84 \times 10^2} = 1,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,26 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats des autres voiles sont résumé dans les tableaux suivant : V1 : VL1, VL2, VL5, VL6

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h_{poutre} [m]		0,40	0,40	0,40
	hauteur étage [m]		3,06	3,06	3,06
	L' [m]		1,20	1,25	1,30
	e [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m ²]		0,240	0,250	0,260
	H [m]		3,06	3,06	3,06
	h_e [m]		2,66	2,71	2,66
Solicitation de calcul	T [kN]		526,000	530,000	100,200
	N_{ser} [kN]		339,17	324,82	50,56
	V_u [kN]		736,400	742,000	140,280
	σ_{max} [kN/m ²]		23606	22654	2763
	σ_{min} [kN/m ²]		-16170	-12112	-2193
	σ_s (kN/m ²)		400	400	400
	L_c [m]		0,71	0,81	0,72
	L_t [m]		0,49	0,44	0,58
	$d \leq \min(h_e/2; 2L_c/3)$ [m]		0,47	0,54	0,48
	$d1 = d_{adopté}$ [m]		0,15	0,22	0,29
	$d2 = L_t - d_{adopté}$ [m]		0,34	0,22	0,29
	σ_1 [kN/m ²]		4972,000	6056,000	1096,500
	$N1$ [kN]		317,13	395,59	94,61
	$N2$ [kN]		167,97	131,86	31,54
armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	7,93	9,89	2,37
		Bande 2	4,20	3,30	0,79
	A_{vj} (cm ²)		20,25	20,41	3,86
	$AV+(Avj/4)$ (cm ²)	Bande 1	12,99	14,99	3,33
		Bande 2	9,26	8,40	1,75
armatures minimales	$A_{min}/bande$ (cm ²)		4,7	5,4	4,8
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	6 HA 20 18,84	6 HA 20 18,84	6 HA 12 6,78
		Bande 2	8 HA 14 12,31	8 HA 14 12,31	8 HA 10 6,28
	$ST \leq \min(1,5e; 30cm)$		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7,5	7,5	7,5
		Bande 2	17	17	17
Armatures horizontales	AH (cm ²)		4,71	4,71	3,90
	choix de la section/ml		5 HA 12 5,65	5 HA 12 5,65	5 HA 10 3,93
	Espacement st (cm)		20	20	20
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification	$\tau_b = 5MPa$	τ_b	3,409	3,298	0,599
	$\tau_u = 3,26 MPa$	τ_u	2,435	2,356	0,428
	$\sigma_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	1,26	1,17	0,19

Les résultats des autres voiles sont résumés dans les tableaux suivants : V2 = VL3, VL4.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0,40	0,40	0,40
	hauteur étage [m]		3,06	3,06	3,06
	L' [m]		1,00	1,05	1,10
	e [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m ²]		0,200	0,210	0,220
	H [m]		3,06	3,06	3,06
	he [m]		2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T [kN]		148,910	96,590	55,440
	N _{ser} [kN]		913,77	731,83	290,12
	V _u [kN]		208,474	135,226	77,616
	σ_{\max} [kN/m ²]		14591	10143	3968
	σ_{\min} [kN/m ²]		-469	578	127
	σ_s (kN/m ²)		400	400	400
	Lc [m]		0,97	0,99	1,07
	Lt [m]		0,03	0,06	0,03
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,65	0,66	0,71
	d1 = d _{adopté} [m]		0,15	0,03	0,02
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		-0,12	0,03	0,02
	σ_1 [kN/m ²]		2259,000	289,000	63,500
	N1 [kN]		40,92	2,45	0,32
	N2 [kN]		-26,85	0,82	0,11
armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	1,02	0,06	0,01
		Bande 2	-0,67	0,02	0,00
	A _{vj} (cm ²)		5,73	3,72	2,13
	AV+(Avj/4) (cm ²)	Bande 1	2,46	0,99	0,54
		Bande 2	0,76	0,95	0,54
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		6,5	6,6	7,1
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	6 HA 14 9,23	6 HA 14 9,23	6 HA 14 9,23
		Bande 2	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7,5	7,5	7,5
		Bande 2	17,5	17,5	17,5
Armatures horizontales	AH (cm ²)		3,00	3,15	3,30
	choix de la section/ml		5 HA 10 3,93	5 HA 10 3,93	5 HA 10 3,93
	Espacement st(cm)		20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification	$\tau_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,158	0,715	0,392
	$\tau_u = 3,26\text{MPa}$	τ_u	0,827	0,511	0,280
	$\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	4,27	3,27	1,24

Les résultats des autres voiles sont résumés dans les tableaux suivants : V3:VT1,VT2,VT3,VT4

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0,40	0,40	0,40
	hauteur etage [m]		3,06	3,06	3,06
	L' [m]		2,30	2,35	2,40
	e [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m ²]		0,460	0,470	0,480
	H [m]		3,06	3,06	3,06
	he [m]		2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T [KN]		382,230	934,070	123,150
	N _{ser} [KN]		703,11	636,87	254,82
	Vu [KN]		535,122	1307,698	172,410
	σ _{max} [KN/m ²]		14799	9882	2444
	σ _{min} [KN/m ²]		-6009	-3194	-338
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400
	L _c [m]		1,64	1,78	2,11
	L _t [m]		0,66	0,57	0,29
	d<=min(he/2;2L _c /3) [m]		1,09	1,18	1,33
	d1 = d _{adopté} [m]		0,33	0,29	0,15
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0,33	0,29	0,15
	σ1 [KN/m ²]		2985,496	1597,000	169,000
	N1 [KN]		296,82	137,51	7,39
	N2 [KN]		99,78	45,84	2,46
armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	7,42	3,44	0,18
		Bande 2	2,49	1,15	0,06
	A _{vi} (cm ²)		14,72	35,96	4,74
	AV+(Avj/4) (cm ²)	Bande 1	11,10	12,43	1,37
		Bande 2	6,17	10,14	1,25
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		10,9	11,8	13,3
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	8 HA 16 16,08	8 HA 16 16,08	8 HA 16 16,08
		Bande 2	12 HA 12 13,56	12 HA 12 13,56	12 HA 12 13,56
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	11	11	11
		Bande 2	23	23	23
Armatures horizontales	AH (cm ²)		6,90	7,05	7,20
	choix de la section/ml		7 HA 12 7,91	7 HA 12 7,91	7 HA 12 7,91
	Espacement st(cm)		14	14	14
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification	τ _b = 5MPa	τ _b	1,293	3,091	0,399
	τ _u = 3,26 MPa	τ _u	0,923	2,208	0,285
	σ _{bc} = 15MPa	σ _{bc}	1,45	1,29	0,51

Les résultats du voiles VT1 ;VT sont résume dans les tableaux suivant :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	I	I	
	hpoutre [m]		0,30	0,30	0,30	
	hauteur etage [m]		3,06	3,06	3,06	
	L' [m]		3,60	3,40	1,80	
	e [m]		0,20	0,20	0,20	
	B [m²]		0,720	0,680	0,360	
	H [m]		3,06	3,06	3,06	
	he [m]		2,76	2,66	2,76	
Solicitation de calcul	T [KN]		382,230	216,980	944,840	
	N _{ser} [KN]		918,30	907,90	918,92	
	Vu [KN]		535,122	303,772	1322,776	
	σmax [KN/m²]		6276	6024	13447	
	σmin [KN/m²]		416	-73	-3729	
	σs (kN/m²)		400	400	400	
	Lc [m]		3,38	3,36	1,41	
	Lt [m]		0,22	0,04	0,39	
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		1,38	1,33	0,94	
	d1 = d _{adopté} [m]		0,33	0,02	0,20	
	d2 = L _t -d _{adopté} [m]		-0,11	0,02	0,20	
	σ1 [KN/m²]		613,433	36,500	1864,500	
	N1 [KN]		33,97	0,22	109,29	
	N2 [KN]		-6,52	0,07	36,43	
armatures verticales	AV calculer (cm²)		Bande 1	0,85	0,01	2,73
			Bande 2	-0,16	0,00	0,91
	A _{vj} (cm²)			14,72	8,35	36,38
	AV+(Avj/4) (cm²)		Bande 1	4,53	2,09	11,83
			Bande 2	3,52	2,09	10,00
armatures minimales	A _{min} /bande (cm²)			13,8	13,3	9,4
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm²)		Bande 1	8 HA 16 16,08	8 HA 16 16,08	6 HA 16 12,06
			Bande 2	18 HA 12 20,35	16 HA 12 18,09	10 HA 12 11,30
	ST<=min(1,5e;30cm)			30	30	30
	Espacement (cm)		Bande 1	11	11	10
			Bande 2	29	30	23
Armatures horizontales	AH (cm²)			10,80	10,20	5,40
	choix de la section/ml			10 HA 12 11,30	10 HA 12 11,30	7 HA 10 5,50
	Espacement st(cm)			10	10	14
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Vérification	τ _b = 5MPa		τ _b	0,826	0,496	4,083
	τ _u = 3,26 MPa		τ _u	0,590	0,355	2,916
	σ _{bc} = 15MPa		σ _{bc}	1,22	1,28	2,43

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ✓ Un effort normal: charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes .
- ✓ Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ✓ Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ✓ Les semelles continues sous mur.
- ✓ Les semelles continues sous poteaux.
- ✓ Les semelles isolées.
- ✓ Les radiers.

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des 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.

VIII.1- Étude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2 bars comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de 1m.

Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

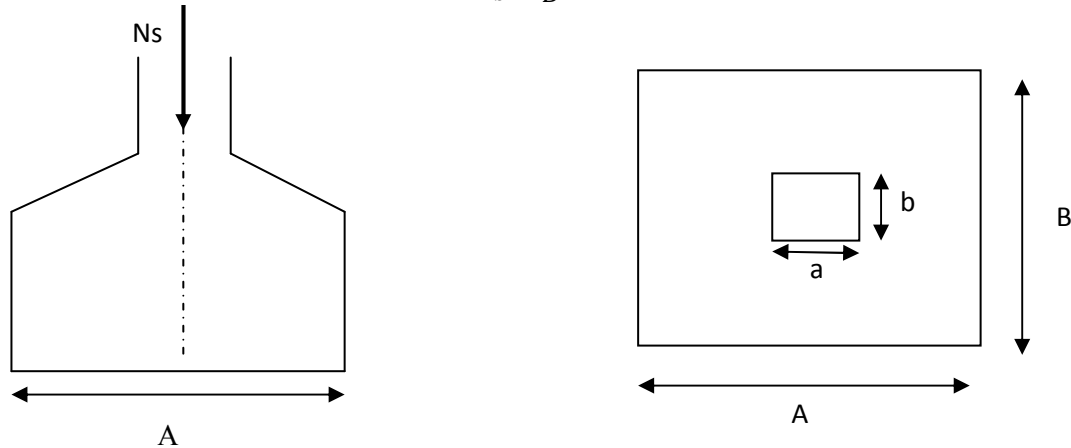
- ✓ La nature de l'ouvrage à fonder.
- ✓ La nature du terrain et sa résistance.
- ✓ Profondeur du bon sol.
- ✓ Le tassement du sol.

❖ **Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du Ssol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1$ (poteaux carré).



D'où : $B \geq \sqrt{\frac{Ns}{\sigma_{sol}}}$

Exemple : $N_{ser} = 942,22 \text{ kN}$; $\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$; profondeur égale à 1 m ; d'où : $B = 2,17 \text{ m}$

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.

❖ **Semelles filantes :**

1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{Ns}{S} = \frac{G+Q}{B L} \quad B \geq \frac{Ns}{\sigma_{sol} L}$$

σ_{sol} : capacité portante de sol (200 kN/m^2)

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

voile	Ns (kN)	L (m)	B (m)	S=L*B (m ²)
VL1	533,531	1,4	1,90546786	2,667655
VL2	473,458	1,4	1,90546786	2,667655
VL3	663,332	1,2	1,69092143	2,02910571
VL4	587,15	1,2	2,76388333	3,31666
VL5	694,635	1,4	2,44645833	3,42504167
VL6	571,56	1,4	2,48083929	3,473175
				17,5792924

Tab VIII.1-Surface de semelle filante sous voiles sens X-X

voile	Ns (kN)	L (m)	B (m)	S=L*B (m ²)
VT1	991,786	3,8	1,30498158	4,95893
VT2	989,704	3,8	1,30224211	4,94852
VT3	1009,569	4	1,26196125	5,047845
VT4	1008,705	4	1,26088125	5,043525
VT5	573,864	2,2	1,30423636	2,86932
VT6	633,988	2,2	1,44088182	3,16994
				26,03808

Tab VIII.2-Surface de semelle filante sous voiles sens Y-Y.

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_v = 43,617 \text{ m}^2$.

2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

- Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- Etape de calcul :

- ✓ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- ✓ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i + \sum M_i}{R}$
- ✓ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{L}{6} & : \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} & : \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{3.e}{L}\right)$$

Application :

POTEAUX	Ns (kN)	ei	Ns x ei	Mi
pot c12	919,678	0,00051322	0,472	0,472
pot c11	938,738	0,00079255	0,744	0,744
pot c10	858,141	0,00446663	3,833	3,833
pot c9	915,224	-0,00060969	-0,558	-0,558
Somme	3631,781		4,491	4,491

Tab VIII.3-les efforts des poteaux les plus sollicité.

$$e = \frac{4,491 + 4,491}{3631,781} = 0,00247 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{10,40}{6} = 1,733 \text{ m} \quad : \text{donc la Répartition est trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{3631,781}{10,40} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,00247}{10,40}\right) = 348,706 \text{ kN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{3631,781}{10,40} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,00247}{10,40}\right) = 349,713 \text{ kN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{3631,781}{10,40} \left(1 + \frac{3,0,00247}{10,40}\right) = 349,462 \text{ kN/m}$$

3) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{3}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{349,462}{200} = 1,747 \text{ m ; on prend } B = 1,80 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc : } S = B \times L = 1,80 \times 10,40 = 18,72 \text{ m}^2$$

$$\text{Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : } S_p = S \times n = 18,72 \times 7 = 131,04 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 131,04 + 43,617 = 174,657 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de total du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{174,657}{270,40} = 64,59 \%$$

$$S_t > 50 \% S_{bâtiment}$$

Remarque :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise de bâtiment, donc on adopte pour un radier générale comme fondation à ce bâtiment.

VIII.2- Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- ✓ Rigide en son plan horizontal.
- ✓ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- ✓ Facilité de coffrage.
- ✓ Rapidité d'exécution.

1-Pré dimensionnement du radier :

❖ Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} \geq 25\text{cm}$).

❖ Selon la condition forfaitaire :

a- sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Avec :

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles, ou poteaux successifs.

$$L_{max} = 475 \text{ cm} \implies 59,37 \leq h \leq 95$$

On prend : **$h_v = 90\text{cm}$** .

b- sous poteaux :

➤ La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de } 25 \text{ cm.}$$

$$h \geq \frac{475}{20} = 23,75 \text{ cm ; On prend : } \mathbf{h_d = 30 \text{ cm.}}$$

➤ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{475}{10} = 47,5 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend : } h_n = 70 \text{ cm.}$$

$$\text{Largeur : } 0.4h_n < b_n < 0.7h_n \implies 28 < b_n < 49 \quad \text{On prend : } b_n = 45 \text{ cm.}$$

❖ **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot L}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{ce qui conduit à :} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ($K=40\text{MPa}$) pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E=3700 \cdot \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,86 \text{ MPa}$.

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,75\right)^4 \cdot \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,97\text{m} \implies h = 100 \text{ cm}$$

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

Hauteur des nervures $h_{ner} = 100 \text{ cm}$

Hauteur de la dalle $h_{dalle} = 30 \text{ cm}$

Largeur de la nervure $b_{ner} = 45 \text{ cm}$

2- Détermination des efforts :

• **Charges revenant à la superstructure :**

$$G = 40124,54 \text{ kN}$$

$$Q = 10978,69 \text{ kN}$$

• **Combinaison d'action :**

$$\text{L'ELU : } N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 70636,12 \text{ kN}$$

$$\text{L'ELS : } N_s = G + Q = 51103,20 \text{ kN}$$

• **Détermination de la surface du radier :**

$$\text{L'ELU : } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{sol}} = \frac{70636,12}{1,33 \times 200} = 265,55 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{51103,20}{200} = 255,52 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{radier} = \max \{ 265,55 ; 255,52 \} = 265,55 \text{ m}^2$$

$$S_{bâtiment} = 270,40 \text{ m}^2 > S_{radier} = 265,55 \text{ m}^2$$

Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h_n}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30\text{cm} \right) = 50\text{cm}$$

On opte pour un débord de $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$

La surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$

$$S_{\text{rad}} = (10,4 \times 26) + [(10,4 + 1,00) \times 0,5 + (26 \times 0,5)] \times 2 = 333,80 \text{ m}^2$$

- **Détermination des efforts à la base du radier :**

Poids du bâtiment : $G_{\text{tot}} = 40124,51 \text{ kN}$ (tiré à partir du logiciel ETABS)

- **Poids du radier :**

$G_{\text{radier}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante}$

- Poids de la dalle : $P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$

$$P_{\text{dalle}} = (333,80 \times 0,3) \times 25 = 2503,5 \text{ kN}$$

- Poids de la nervure : $P_n = [b_n \times (h_r - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)] \times \rho_b$

$$P_n = [(0,45 \times (1 - 0,3)) \times (27 \times 4 + 11,4 \times 7)] \times 25 = 1478,93 \text{ kN}$$

- Poids de T.V.O = $[(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}}) \times \rho_{\text{TVO}}$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(333,80 - 59,157) \times (1,0 - 0,3)] \times 17 = 3268,25 \text{ kN}$$

- Poids de la dalle flottante : $P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{radier}} \times e_p \times \rho_b$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 333,80 \times 0,10 \times 25 = 834,5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{radier}} = 2503,5 + 1478,93 + 3268,25 + 834,5 = 8085,18 \text{ kN}$$

La charge d'exploitations :

Surcharge de bâtiment : $Q = 10978,69 \text{ kN}$

Surcharge du radier : $Q = 5 \times 333,80 = 1669 \text{ kN}$

Poids total de la structure :

$$G_{\text{total}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bat}} = 8085,18 + 40124,51 = 48209,69 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bat}} = 1669 + 10978,69 = 12647,69 \text{ kN}$$

- **Combinaison d'action :**

L'ELU : $N_u = 1,35 G_{\text{tot}} + 1,5 Q_{\text{tot}} = 84054,62 \text{ kN}$

L'ELS : $N_s = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 60857,38 \text{ kN}$

3- Vérification :

➤ **Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$b = 1\text{m} ; d = 0,9 h_d = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{84054,62 \times 1}{333,80} \times \frac{4,75}{2} = 598,05 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{598,05}{1 \times 0,27} = 2215 \text{ KN/m}^2 = 2,215 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_j(K=0) + T_j(K=0) \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré .

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

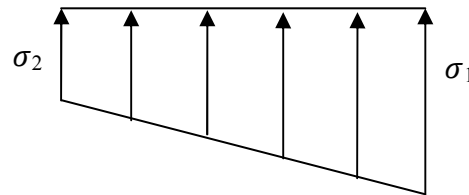


Fig VIII.1-Diagramme des contraintes

- Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13,525\text{m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5,725\text{m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{27 \cdot 11,4^3}{12} = 3333,47 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{11,4 \cdot 27^3}{12} = 18698,85 \text{ m}^4$$

Calcul des moments:

$$M_{xx} = 3672,719 + 1638,28 \times 1 = 5310,999 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = 2873,055 + 1654,80 \times 1 = 4527,855 \text{ kN.m}$$

➤ Sens longitudinale de sous-sol:

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot v = \frac{84054,62}{333,80} + \frac{5310,999}{18698,85} \cdot 13,5 = 255,65 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot v = \frac{84054,62}{333,80} - \frac{5310,999}{18698,85} \cdot 13,5 = 247,98 \text{ kN/m}^2$$

D'ou:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 255,65 + 247,98}{4} = 253,73 \text{ kN/m}^2 < 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot v = \frac{60857,38}{333,80} + \frac{5310,999}{18698,85} \cdot 13,5 = 186,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot v = \frac{60857,38}{333,80} - \frac{5310,999}{18698,85} \cdot 13,5 = 178,48 \text{ kN/m}^2$$

D'ou:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 186,15 + 178,48}{4} = 184,23 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversale de sous-sol :

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot v = \frac{84054,62}{333,80} + \frac{4527,855}{3333,47} \cdot 5,75 = 259,62 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot v = \frac{84054,62}{333,80} - \frac{4527,855}{3333,47} \cdot 5,75 = 244 \text{ kN/m}^2$$

D'ou:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 259,62 + 244}{4} = 255,715 \text{ kN/m}^2 < 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot v = \frac{60857,38}{333,80} + \frac{4527,855}{3333,47} \cdot 5,75 = 190,13 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot v = \frac{60857,38}{333,80} - \frac{4527,855}{3333,47} \cdot 5,75 = 174,51 \text{ kN/m}^2$$

D'ou:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 190,13 + 174,51}{4} = 186,225 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4- Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99), on considère le radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis. On distingue deux cas :

1^{er} cas : Si $\rho < 0,4$: le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy}=0$$

2^{ème} cas : Si $0,4 \leq \rho \leq 1$: le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnée par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad (L_x < L_y)$$

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.

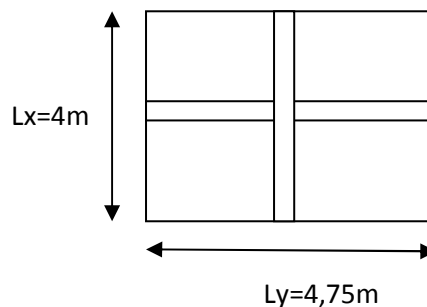
Identification du panneau :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_x=4\text{m} ; L_y= 4,75\text{m}$$

$$0,4 \leq \frac{4}{4,75} = 0,8 \leq 1$$

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.

L'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 255,715 - \frac{8085,18}{333,8} = 231,49 \text{ kN/m}^2$$

L'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 186,225 - \frac{8085,18}{333,8} = 162,003 \text{ kN/m}^2$$

- Calcul à L'ELU:

$$q_u = 231,49 \text{ KN/m}^2 \quad \text{avec : } \rho = 0,8 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,052 \\ \mu_y = 0,667 \end{array} \right.$$

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,052 \times 231,49 \times (4)^2 = 192,60 \text{ kN.m}$$

$$Moy = \mu_y . Mox = 0,667 \times 192,60 = 128,46 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,3) aux appuis de rive et (0,5) aux appuis intermédiaire et de (0,75) en travée.

- Ferrailage dans le sens x-x :**✓ Aux appuis :**

$$Ma = 0,5 Mox = 0,5 \times 192,6 = 96,30 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{96,30 \times 10^5}{100 \times (27^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,093 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) $\mu = 0,093$; $\beta = 0,951$

$$A_{sa} = \frac{Ma}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{96,30 \times 10^5}{0,951 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 10,77 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **7HA14/ml = 10,78 cm²** avec un espacement de 15 cm.

✓ En travée :

$$Mt = 0,75 Mox = 0,75 \times 192,6 = 144,45 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{144,45 \times 10^5}{100 \times (27^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,140 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) $\mu = 0,140$; $\beta = 0,924$

$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{144,45 \times 10^5}{0,924 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 16,63 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA20/ml = 18,84 cm²** avec un espacement de 17 cm.

- Ferrailage dans le sens y-y :**✓ Aux appuis :**

$$Ma = 0,5 Moy = 0,5 \times 128,46 = 64,23 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{64,23 \times 10^5}{100 \times (27^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,062 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) $\mu = 0,062$; $\beta = 0,968$

$$A_{sa} = \frac{Ma}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{64,23 \times 10^5}{0,968 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 7,06 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA14/ml = 7,70 cm²** avec un espacement de 20 cm.

✓ En travée :

$$Mt = 0,75 Moy = 0,75 \times 128,46 = 96,35 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{96,35 \times 10^5}{100 \times (27^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,093 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) $\mu = 0,093$; $\beta = 0,951$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta X_d \times f_e / \gamma_s} = \frac{96,35 \times 10^5}{0,951 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 10,78 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **7HA14/ml = 10,78 cm²** avec un espacement de 15 cm.

	Sens XX	Sens YY
Armature aux appuis	7HA14/ml avec St=15cm	5HA14/ml avec St=20 cm
Armature en travée	6HA20/ml avec St=17cm	7HA14/ml avec St=15cm

Tab VIII.4-Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.

Remarque : Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures aux appuis le lit inférieur.

Vérification à l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 \cdot \rho)}{2} ; \quad \omega_x = \frac{A_{min}}{b \times h} ; \quad \varphi = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec : ω_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

h: la hauteur de la dalle

b : 100cm (bande de 1m)

Sens x-x :

$$A_{min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,84}{2} \right) = 2,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 10,78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 18,84 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,59 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$A_{min} = \omega_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 10,78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,40 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification des espacements :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens x-x :

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$St = 17 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :****Sens x-x :**

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{4398,31}{3 \times 4,75} = 308,65 \text{ kN} \quad ; \text{ avec : } p = q_{um} \times l_x \times l_y = 4398,31 \text{ kN/m}^2$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{4398,31}{2 \times 4,75 + 4} = 325,8 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{325,8 \cdot 10^3}{1000 \times 270} = 1,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII .3- Vérification à l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,75} = 0,84 \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0589 \\ \mu_y = 0,764 \end{array} \right.$$

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0589 \times 162,003 \times (4)^2 = 152,67 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,764 \times 152,67 = 116,64 \text{ kN.m}$$

Sens x-x :

$$M_a = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 152,67 = 76,35 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 152,67 = 129,77 \text{ kN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 116,64 = 58,32 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{0y} = 0,85 \times 116,64 = 99,14 \text{ kN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes dans le béton:**On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s} \quad , \quad K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} \quad , \quad \rho = \frac{100 A_s}{b d}$$

Sens		Ms	Au	ρ	β_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
X-X	Appui	76,35	10,78	0,399	0,903	0,027	290,49	7,84	15	cv
	Travée	129,77	18,84	0,697	0,879	0,038	209,22	11,03	15	cv
Y-Y	Appui	58,32	7,70	0,285	0,916	0,022	306,24	6,74	15	cv
	Travée	99,14	10,78	0,697	0,879	0,038	387,50	14,72	15	cv

Tab VIII.5- Vérification des contraintes a l'ELS de la dalle radier.

- Ferrailage du débord

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

- Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci 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 revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

- 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.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

Charge trapézoïdale :

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho x}{4} \right)$$

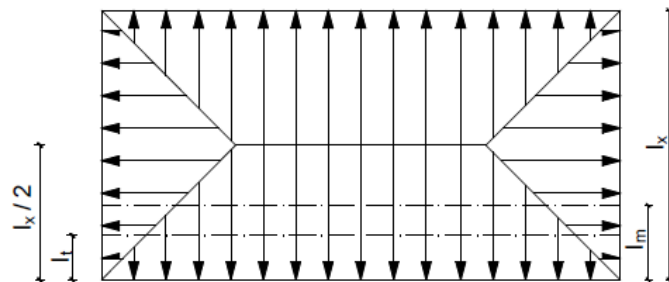


Fig VIII.2-Répartition trapézoïdale

Charge triangulaire :

$$l_m = 0,333 l_x$$

$$l_t = 0,25 l_x$$

Chargement simplifié :

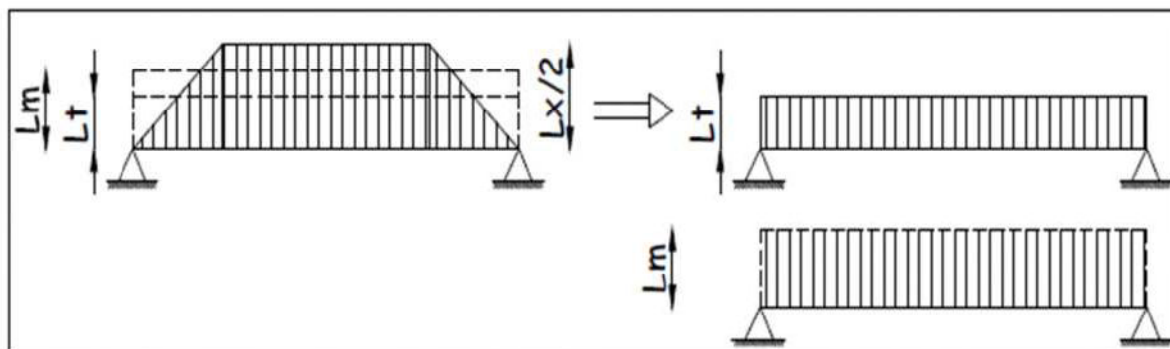


Fig VIII.3-Repartitions des charges.

Charges à considérer :

Pour les moments fléchissent :

$$\begin{cases} Q_u = q_u \cdot l_m \\ Q_s = q_s \cdot l_m \end{cases}$$

Pour les efforts tranchants :

$$\begin{cases} Q_u = q_u \cdot l_t \\ Q_s = q_s \cdot l_t \end{cases}$$

- Déterminations des charges :**L'ELU :**

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{nerv}}{S_{nerv}} = 255,715 - \frac{8085,18}{333,8} - \frac{1478,93}{187,8} = 223,61 \text{ kN/m}^2$$

L'ELS:

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{nerv}}{S_{nerv}} = 186,225 - \frac{8085,18}{333,8} - \frac{1478,93}{187,8} = 154,12 \text{ kN/m}^2$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Sens longitudinal :

ELU : $q_u = 223,61 \text{ kN}$

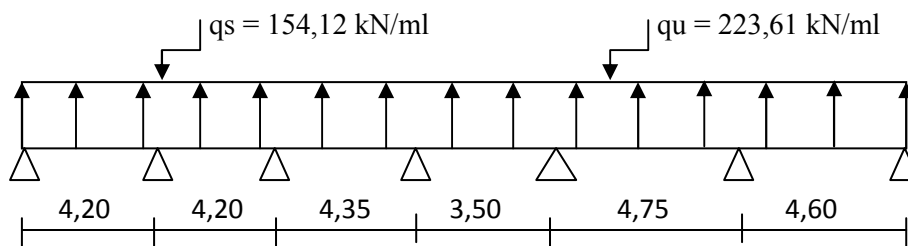


Fig VIII.4-Schéma statique de la nervure longitudinale.

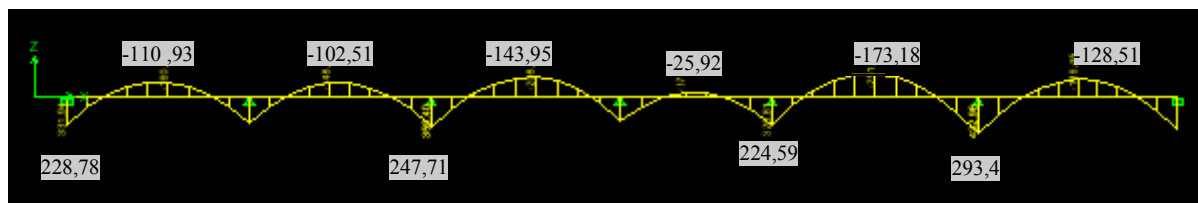


Fig VIII.5-Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.

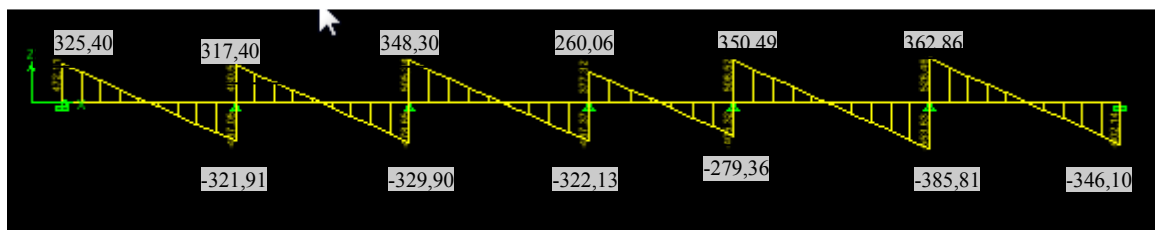


Fig VIII 6-Diagramme des efforts tranchant à L'ELS.

ELU : $q_u = 223,61 \text{ kN}$

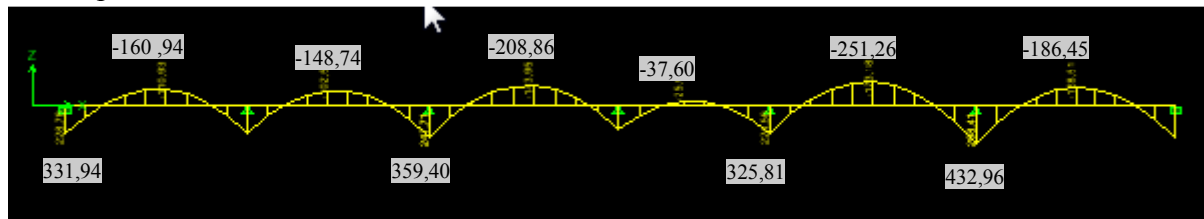


Fig VIII 7-Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

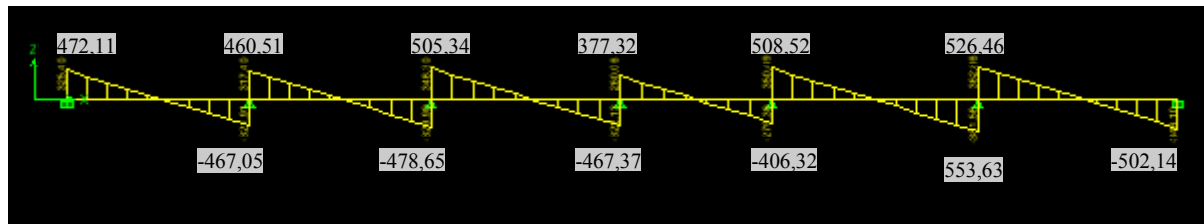


Fig VIII 8-Diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

Sens transversale:

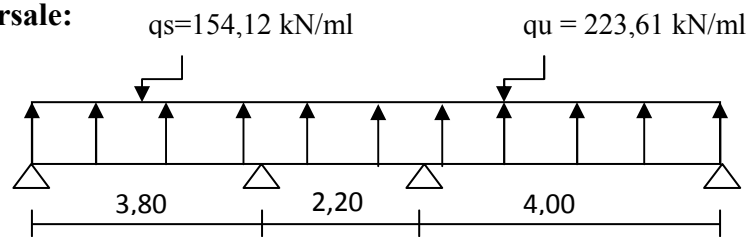


Fig VIII 9-Schéma statique de la nervure transversale.

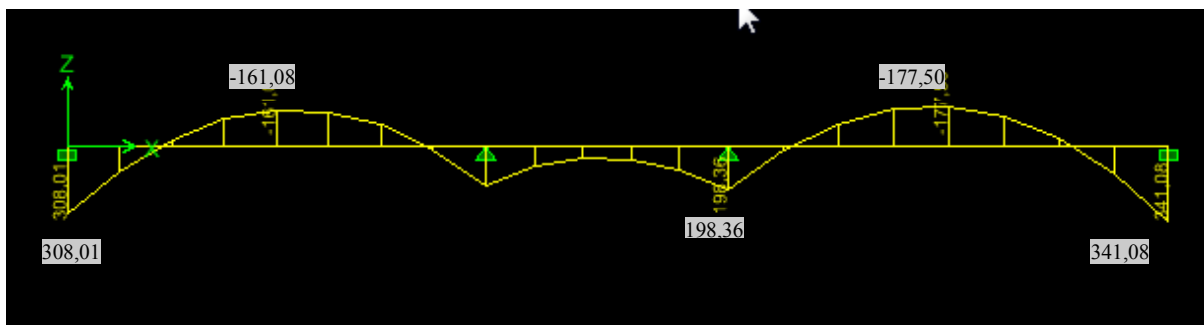


Fig VIII 10-Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

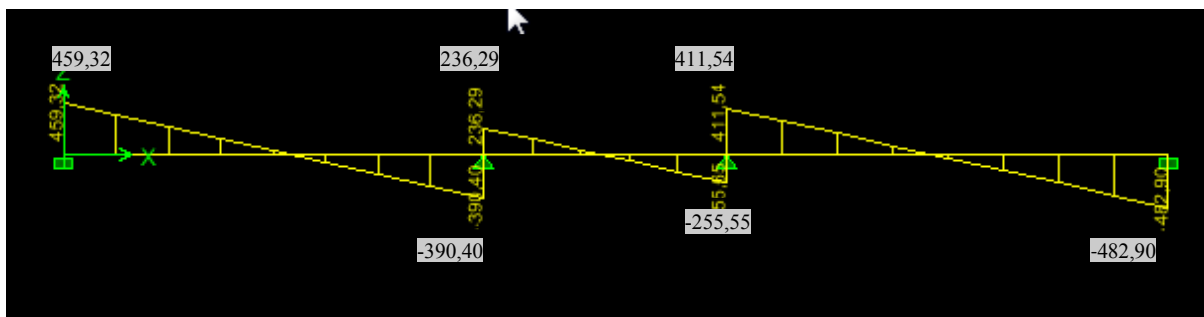


Fig VIII 11-Diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

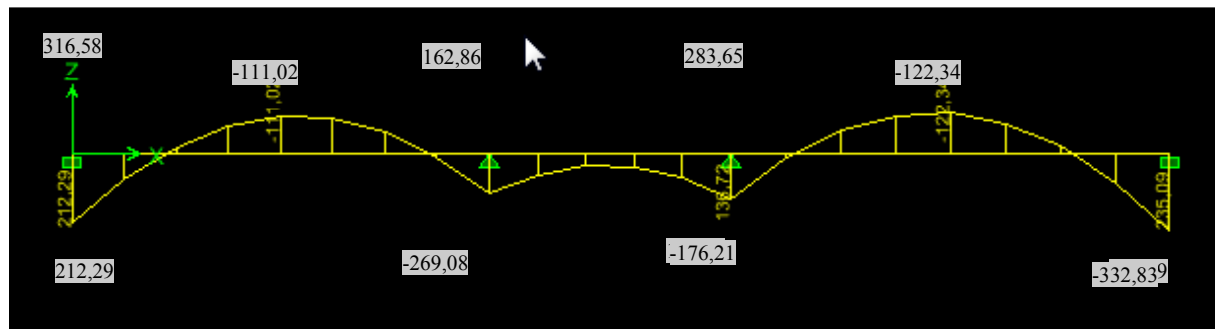


Fig VIII 12-Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.

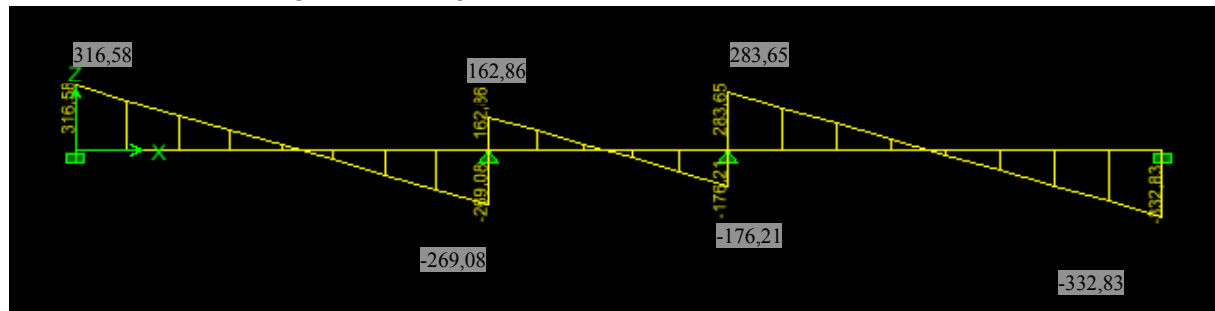


Fig VIII 13-Diagramme des efforts tranchant à L'ELS.

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

$$\text{ELU} \quad \begin{cases} (x-x) : Ma = 432,962 \text{ kN.m} , & Mt = 251,262 \text{ kN.m} , & Tu = 553,63 \text{ kN} \\ (y-y) : Ma = 341,081 \text{ kN.m} , & Mt = 177,498 \text{ kN.m} , & Tu = 482,90 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \quad \begin{cases} (x-x) : Ma = 298,413 \text{ kN.m} , & Mt = 173,179 \text{ kN.m} \\ (y-y) : Ma = 235,085 \text{ kN.m} , & Mt = 122,338 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Ferrailage à l'ELU :

$h_n = 100 \text{ cm}$, $b_n = 45 \text{ cm}$, $c = 5 \text{ cm}$, $d = 95 \text{ cm}$

Sens		Mu (kN.m)	μ	β	obs	Amin (cm ²)	As cal (cm ²)	A adp
X-X	Appuis	432,962	0,075	0,962	SSA	5,16	13,59	8HA16=16,08
	Travée	251,262	0,044	0,978	SSA	5,16	7,84	4HA16=8,04
Y-Y	Appuis	341,081	0,059	0,970	SSA	5,16	10,60	8HA14=12,31
	Travée	177,498	0,031	0,984	SSA	5,16	5,49	4HA14=6,15

Tab VIII.6- ferrailage de la nervure.

- Verification à l'ELU:**➤ Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa (fissuration est préjudiciable)}$$

Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{553,63 \times 10^3}{450 \times 950} = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{482,90 \times 10^3}{450 \times 950} = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armature transversal :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} ; \quad \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Avec : ϕ_l : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales participant à la résistance

On prend : 2 cadres en HA8 Soit : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ Espacement des armatures :

D'après le RPA (**Art 7.5.2.2/RPA2003**), les armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes:

• Zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_l \right\} = \min \{ 25 \text{ cm} ; 19,5 \text{ cm} \}$$

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

• Zone courante:

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit : $St = 13 \text{ cm}$

➤ La quantité d'armatures transversals:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} = 0,003 \cdot St \cdot b$$

En zone nodale : $A_{min} = 0,003 \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$

En zone courante : $A_{min} = 0,003 \times St \times b = 1,76 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$

➤ Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \text{ m} \times 1} = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :**➤ Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu (kN.m)	Ms (kN.m)	γ	μ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	obs
X-X	Appui	432,962	298,413	1,45	0,075	0,0962	0,475	CV
	Travée	251,262	173,179	1,45	0,044	0,0562	0,475	CV
Y-Y	Appui	341,081	235,085	1,45	0,059	0,0747	0,475	CV
	Travée	177,498	122,338	1,45	0,031	0,0406	0,475	CV

Tab VIII.7- Vérification des contraintes à l'ELS de la nervure.

Conclusion : La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

Chapitre IX

Etude de mur plaque

Introduction :

Pour assurer la stabilité du talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dues au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé.

IX.1-Pré dimensionnement du mur plaque :

D'après l'article (Art 10.1.2/ RPA99 version 2003) l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm. On opte pour une épaisseur de **20 cm**.

1)-Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de RDC, pour une bande de largeur de 1m.

2)-Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont ; σ_h et σ_v tel que :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v \quad \text{et} \quad \sigma_v = q + \gamma \cdot h$$

Avec :

K_0 : Coefficient de poussée des terres. ($K_0 = 1 - \sin \varphi$)

σ_h : Contraintes horizontales.

σ_v : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

3)-Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Poids volumique du sol $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion $C = 0$
- Surcharge éventuelle $q = 10 \text{ kN/m}^2$
- $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$.

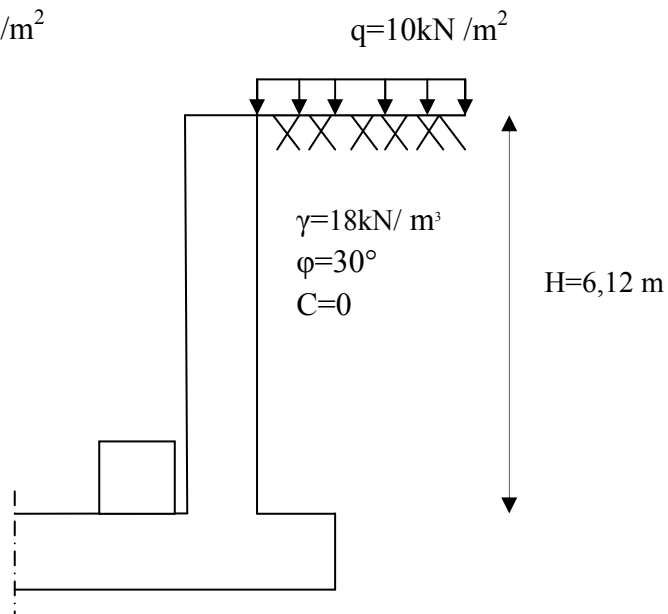


Fig IX.1-Schéma statique du mur plaque

Contrainte de la poussée des terres :✓ Calcul de K_0 :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$$

4)-Calcul à l'ELU:

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

Pour la couche 1: $0 \leq h \leq 3,06 \text{ m}$

$$\sigma_{h1} = 0,5 (1,35 \times 18 \times h_1 + 1,5 \times 10) = 12,15 h + 7,5$$

$$h=0 \quad \sigma_{h1} = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$h=3,06 \text{ m} \quad \sigma_{h1} = 44,68 \text{ kN/m}^2$$

Pour la couche 2: $3,06 \leq h \leq 6,12 \text{ m}$

$$\sigma_{h2} = K_0 (1,35 \times \gamma \times h_2 + 1,35 \times \gamma \times h_1 + 1,5 \times q)$$

$$\sigma_{h2} = 0,5 (1,35 \times 18 \times h_2 + 1,35 \times 18 \times 3,06 + 1,5 \times 10) = 12,15 h + 44,68$$

$$h=0 \quad \sigma_{h2} = 44,68 \text{ kN/m}^2$$

$$h=3,06 \text{ m} \quad \sigma_{h2} = 81,86 \text{ kN/m}^2$$

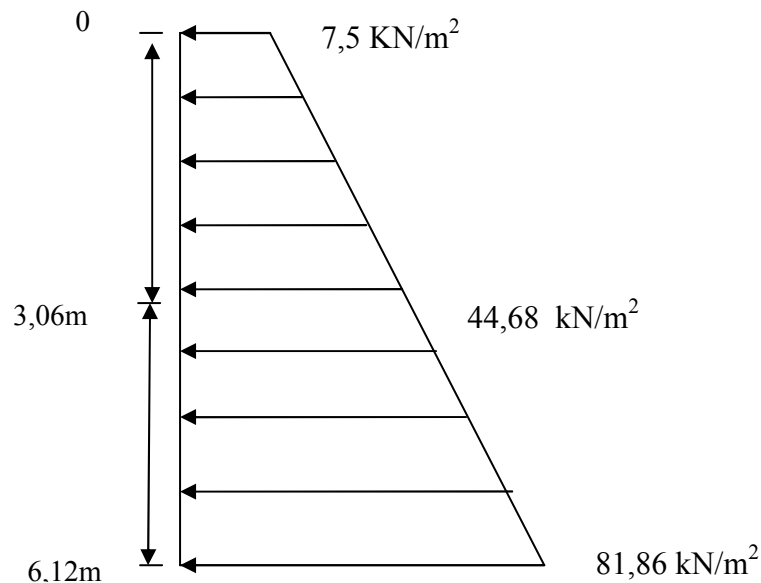
Diagramme des contraintes:

Fig IX.2-Diagramme des contraintes à l'ELU

5)-Calcul à l'ELS:

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (\gamma \times h + q)$$

Pour la couche 1: $0 \leq h \leq 3,06 \text{ m}$

$$\sigma_{h1} = 0,5 (18 \times h_1 + 10) = 9 h + 5$$

$$h=0 \quad \sigma_{h1} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h=3,06 \text{ m} \quad \sigma_{h1} = 32,54 \text{ kN/m}^2$$

Pour la couche 2: $3,06 \leq h \leq 6,12$ m

$$\sigma_{h2} = K_0 (\gamma \times h_2 + \gamma \times h_1 + q)$$

$$\sigma_{h2} = 0,5 (18 \times h_2 + 18 \times 3,06 + 10) = 9 h + 32,54$$

$$h=0 \quad \sigma_{h2} = 32,54 \text{ kN/m}^2$$

$$h=3,06\text{m} \quad \sigma_{h2} = 60,08 \text{ kN/m}^2$$

Diagramme des contraintes:

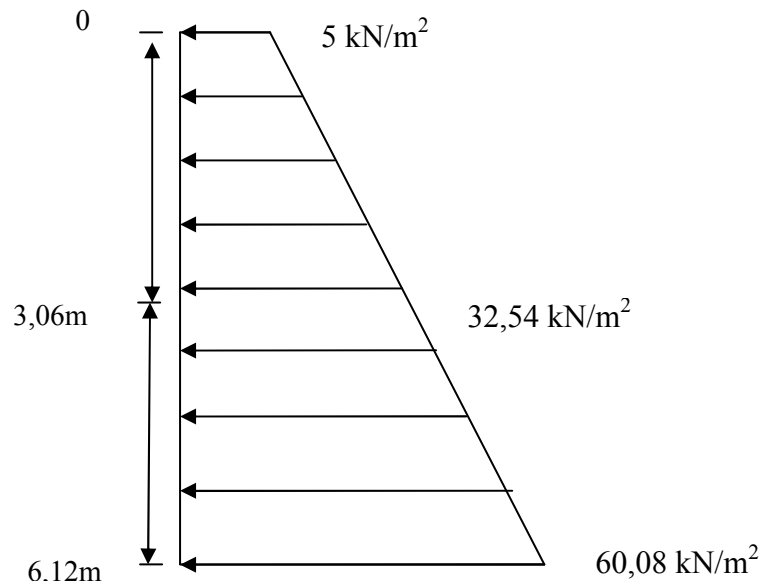


Fig IX.3-Diagramme des contraintes à l'ELS

Charges moyennes :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 81,86 + 7,5}{4} = 63,27 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 60,08 + 5}{4} = 46,31 \text{ kN/ml}$$

IX.2-Ferraillage de mur plaque:

• **Identification des panneaux:**

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 3,06 \text{ m} \\ L_y = 4,75 \text{ m} \end{array} \right\} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{4,75} = 0,64$$

$0,4 < \rho = 0,64 < 1$ le panneau travaille dans les deux sens.

• **Calcul à l'ELU :**

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0,64 \\ \nu = 0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0,0759 \\ \mu_y = 0,356 \end{array}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0759 \times 63,27 \times (3,06)^2 = 44,97 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,356 \times 44,97 = 16,01 \text{ kN.m}$$

Correction des moments

Sens x-x : Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 44,97 = 22,485 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 44,97 = 33,73 \text{ kN.m}$

Sens y-y : Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 16,01 = 8,005 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 16,01 = 12,01 \text{ kN.m}$

Calcul des armatures :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$

Sens		Mu (kN.m)	μ	β	obs	Amin (cm ²)	As cal (cm ²)	A adp	St (cm)
X-X	Appuis	22,485	0,049	0,974	SSA	2,00	3,69	6HA12=6,79	16
	Travée	33,73	0,073	0,962	SSA	2,00	5,60	6HA12=6,79	16
Y-Y	Appuis	8,005	0,017	0,992	SSA	2,00	1,29	6HA10=4,71	16
	Travée	12,01	0,026	0,987	SSA	2,00	1,94	6HA10=4,71	16

Tab Ix.1-Ferraillage du mur plaque

-Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingle / m² de **HA8**.
 $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$; h : épaisseur du voile = 20 cm).

Ix.3-Verification à l'ELU:

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

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 \cdot \rho)}{2} ; \quad \omega_x = \frac{A_{min}}{b \cdot x} ; \quad \varphi = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec : ω_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

Sens x-x :

$$A_{min} \geq \frac{b \cdot x \cdot \omega_0 \cdot (3 - \rho)}{2} = 100 \times 20 \times 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,64}{2} \right) = 1,89 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,89 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,89 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$A_{min} = \omega_0 \cdot b \cdot h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification des espacements :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de mur.

Sens x-x :

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 20; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

St = 16 cm < 33cm.....**Condition vérifiée.**

Sens y-y :

$$St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 20; 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$$

St = 16 cm < 40cm.....**Condition vérifiée.**

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :**Sens x-x :**

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{919,631}{3 \times 4,75} = 64,54 \text{ KN} \quad ; \text{ avec : } p = q_{\text{um}} \times l_x \times l_y = 919,63 \text{ KN/m}^2$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{919,63}{2 \times 4,75 + 3,06} = 73,22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{73,22 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,41 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ix.4-Vérification à l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{4,75} = 0,64 \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0589 \\ \mu_y = 0,764 \end{array} \right.$$

Calcul des moment M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot s \cdot L_x^2 = 0,0589 \times 46,31 \times (3,06)^2 = 25,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,764 \times 25,54 = 19,51 \text{ KN.m}$$

Sens x-x :

$$M_a = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 25,54 = 12,77 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 25,54 = 21,71 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 19,51 = 9,76 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{0y} = 0,85 \times 19,51 = 16,58 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes dans le béton:

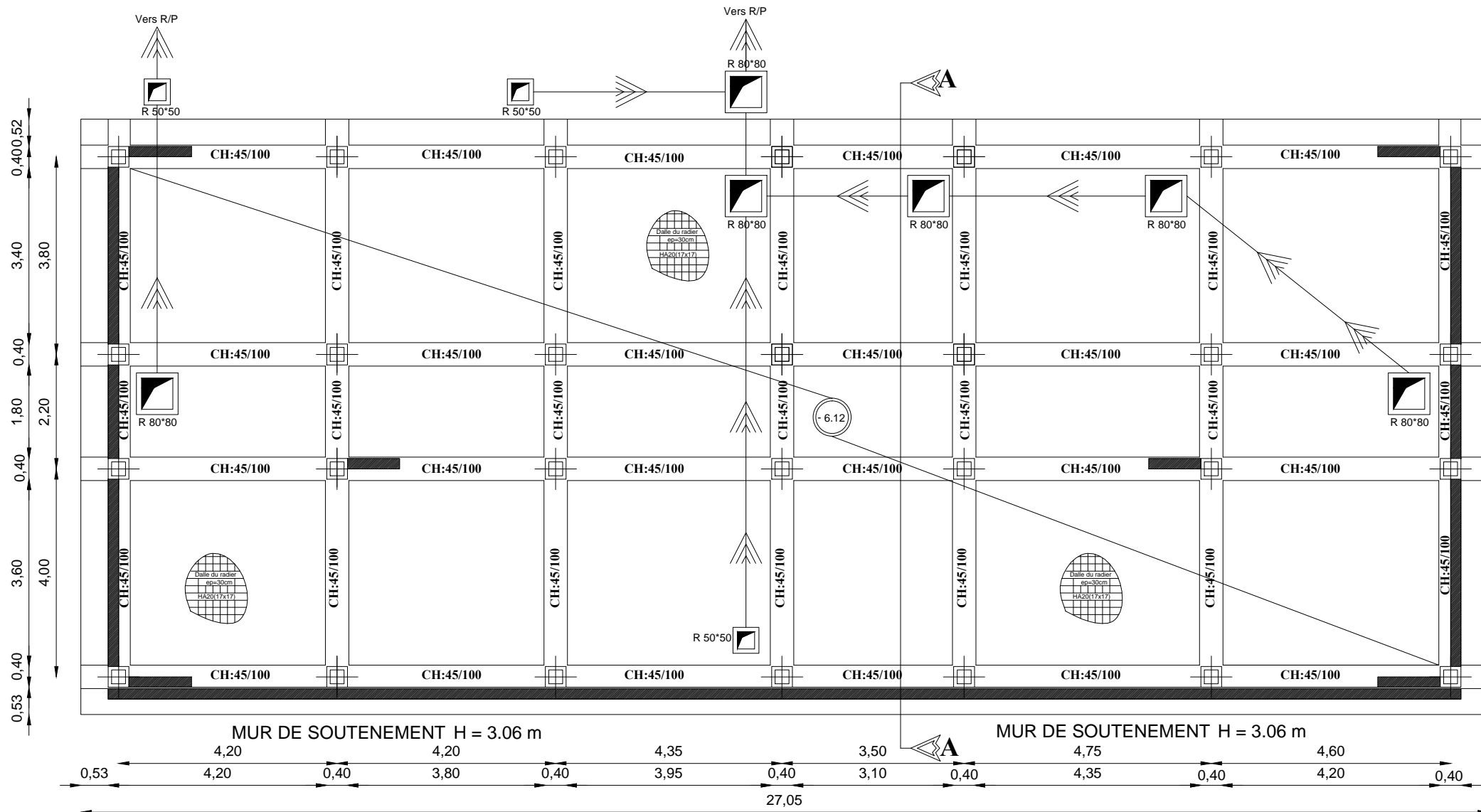
On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s} \quad , \quad K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} \quad , \quad \rho = \frac{100 A_s}{b d}$$

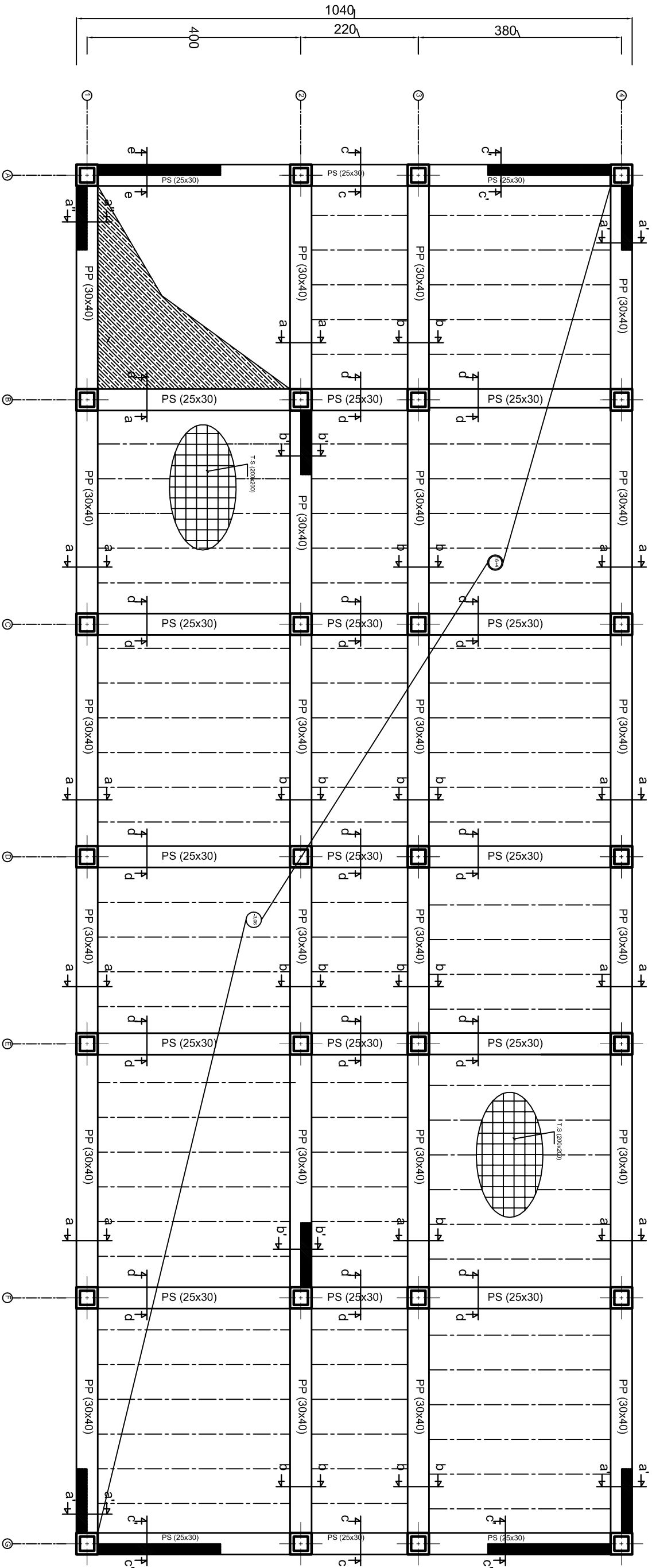
Sens		Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
X-X	Appui	12,77	6,79	0,339	0,910	0,025	114,82	2,87	15	cv
	Travée	21,71	6,79	0,339	0,910	0,025	195,20	4,89	15	cv
Y-Y	Appui	9,76	4,71	0,236	0,922	0,0204	124,86	2,55	15	cv
	Travée	16,58	4,71	0,236	0,922	0,0204	212,11	4,33	15	cv

Tab IX.2-Vérification des contraintes dans le béton

Plans D'exécution



PLAN FONDATION



- coupe a-a
- coupe b-b
- coupe c-c
- coupe d-d
- coupe a'-a'
- coupe b'-b'
- coupe e-e

Plan de coffrage ssoil 1

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
Mr

TITRE

DIRIGE PAR:

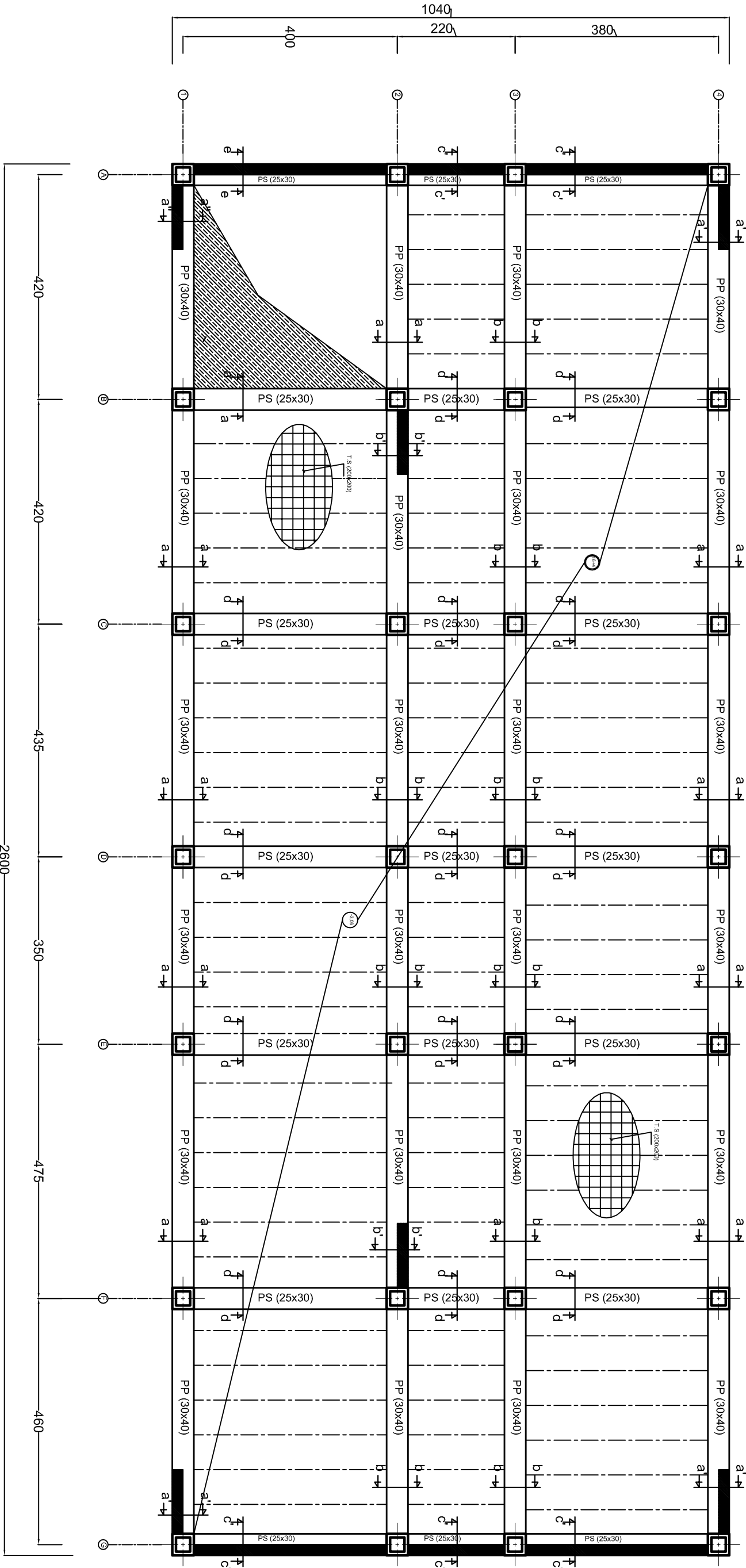
COFFRAGE IER S/SOL

Mme

PROMOTION

ECHELLE : 1/100 -1/50

- coupe a-a
- coupe b-b
- coupe c-c
- coupe d-d
- coupe a'-a'
- coupe b'-b'
- coupe e-e



Plan de coffrage ssol 2

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
Mr

TITRE

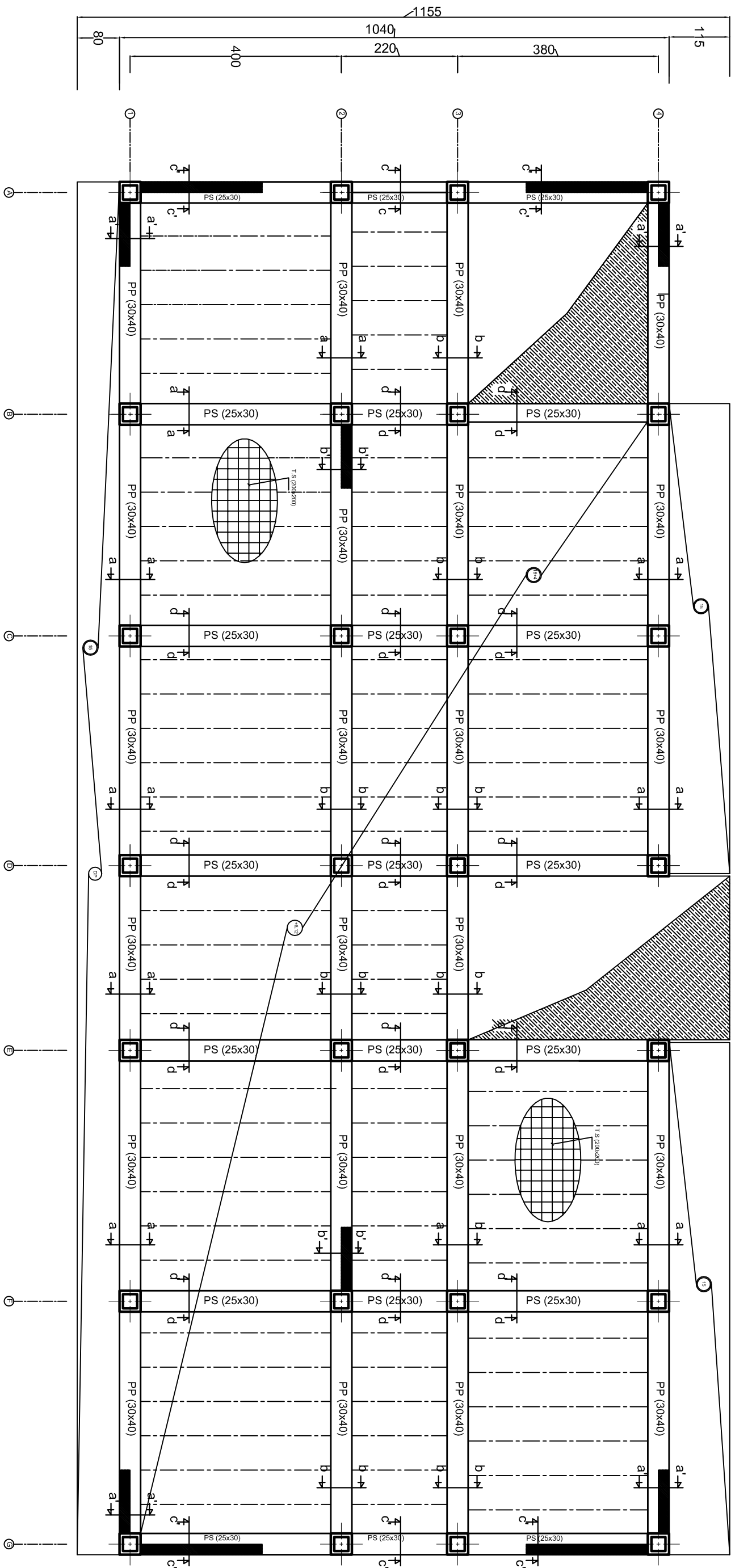
DIRIGE PAR:

COFFRAGE 2EME S/SOL

Mme

PROMOTION

ECHELLE : 1/100 -1/50



- coupe a-a
- coupe b-b
- coupe c-c
- coupe d-d
- coupe a"-a''
- coupe b'-b''
- coupe c'-c''
- coupe a'''-a'''

Plan de coffrage RDC

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:

Mr

TITRE

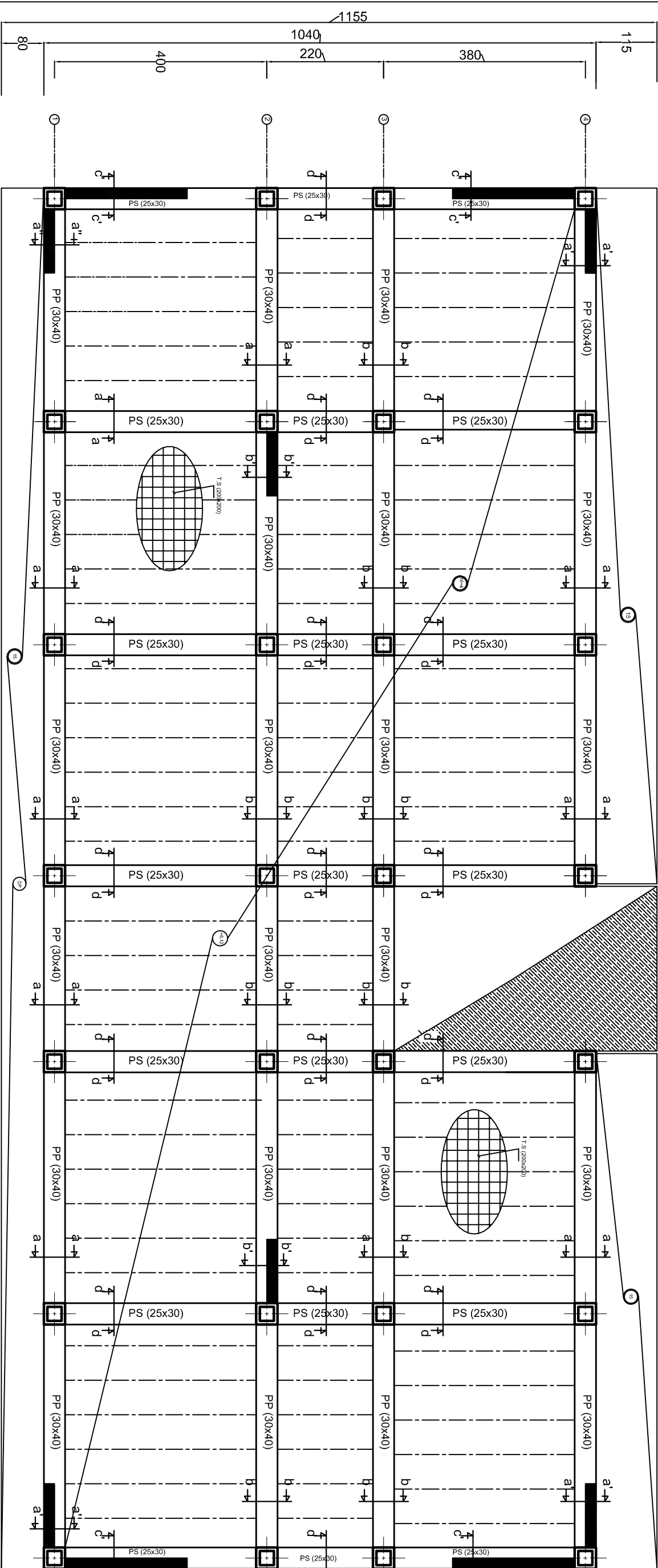
COFFRAGE DU RDC

DIRIGE PAR:

Mme

PROMOTION

ECHELLE : 1/100 - 1/50



- coupe a-a
- coupe b-b
- coupe c-c
- coupe d-d
- coupe a''-a''
- coupe b'-b'
- coupe c'-c'
- coupe a'-a'

Plan de coffrage 1^{er} au 5^{eme} niv

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
Mr

TITRE

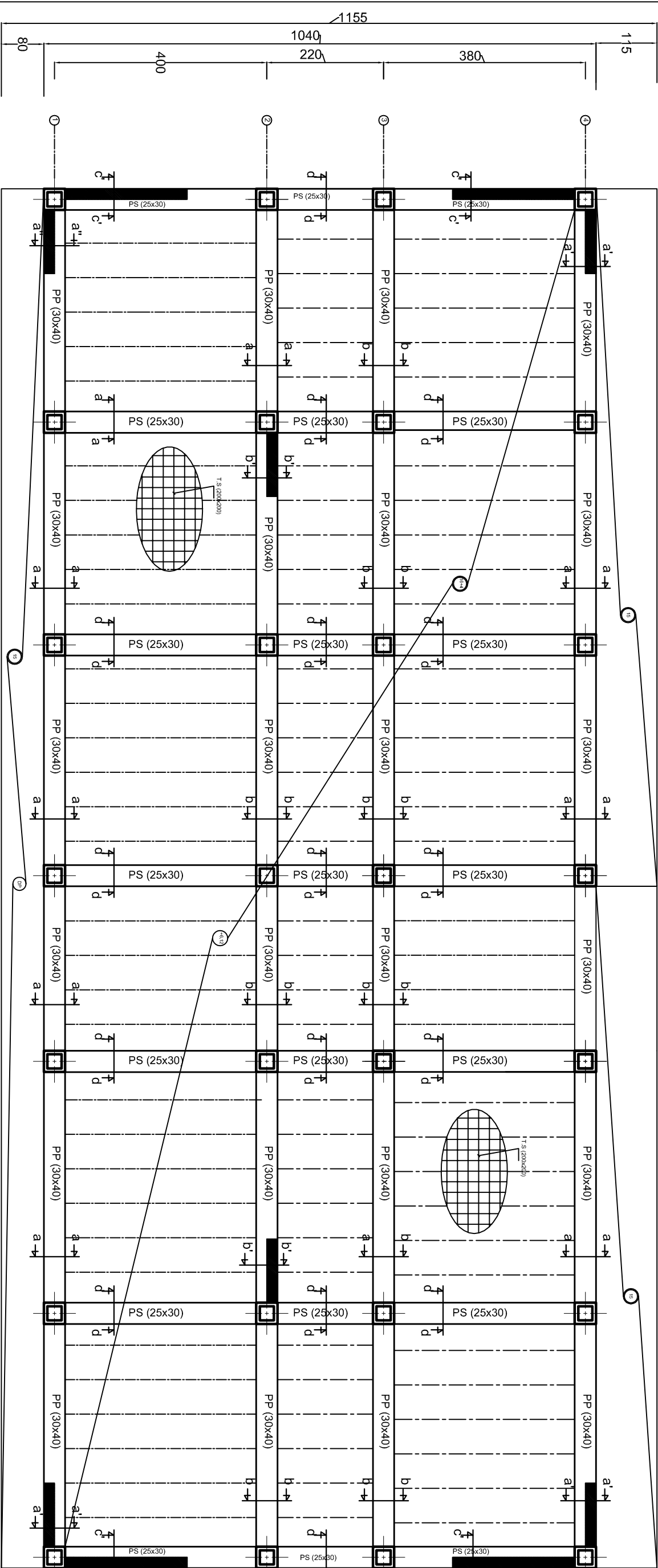
DIRIGE PAR:


COFFRAGE 1ER NIVEAU

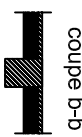
Mme


PROMOTION


ECHELLE : 1/100 -1/50





- 


coupe a-a
- 


coupe b-b
- 

coupe c-c
- 

coupe d-d
- 

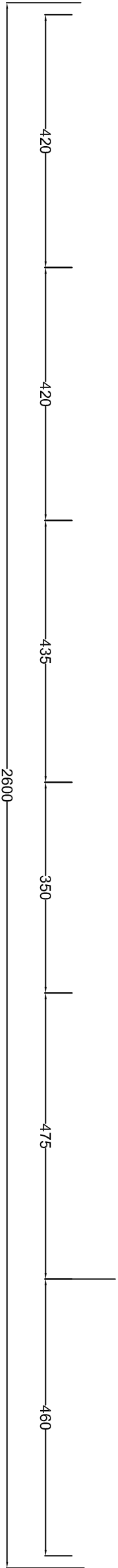
coupe a''-a''
- 

coupe b''-b''
- 

coupe c'-c'
- 

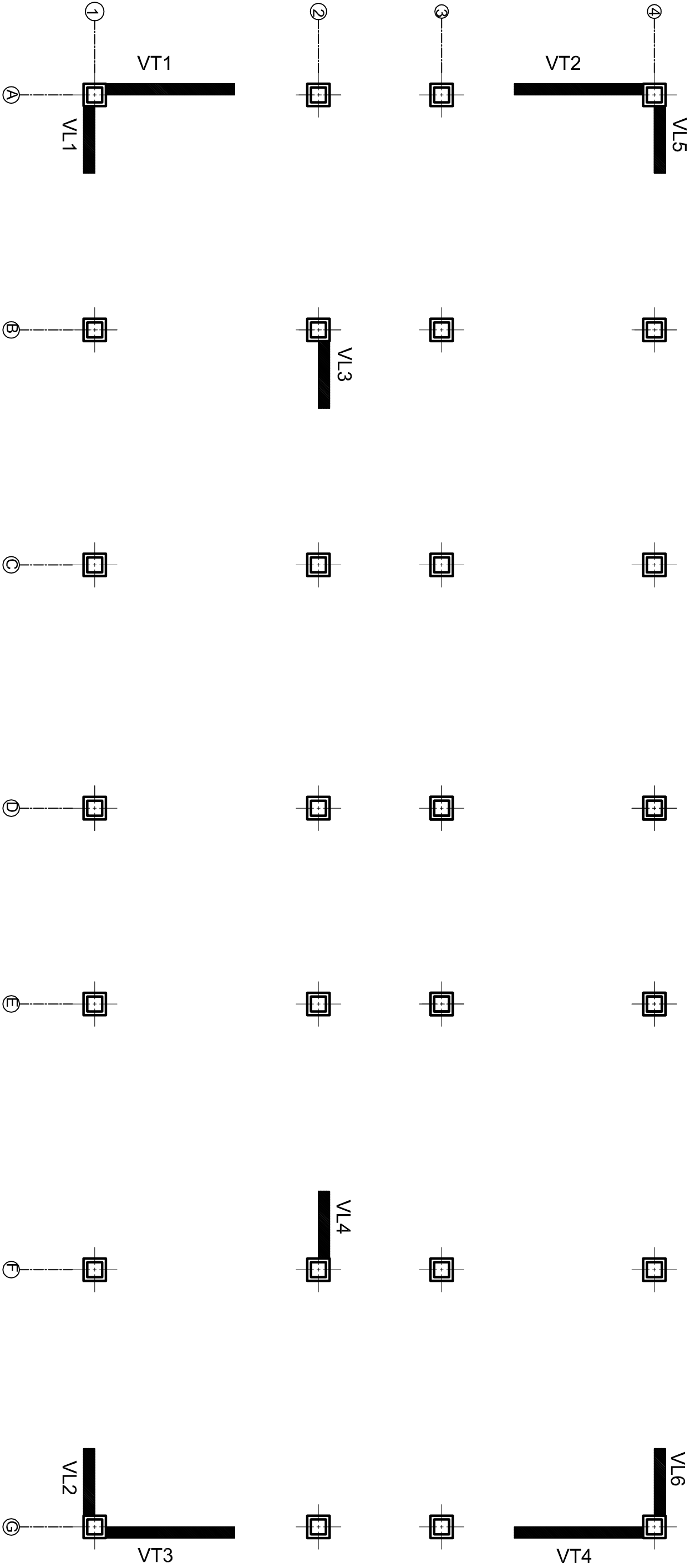
coupe a'-a'

Plan de coffrage sous toiture



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: Mr	TITRE
DIRIGE PAR: Mme	COFFRAGE SOUS TOITURE
PROMOTION	ECHELLE : 1/100 -1/50

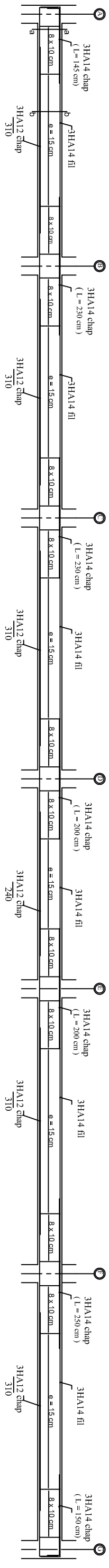


dispositions des voiles

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: Mr	TITRE
DIRIGE PAR: Mme	DISPOSITION DES VOILES
PROMOTION	ECHELLE : 1/100 -1/50

Ferrailage des poutres principales Axes 1,2,3 niv Ssol 1,2, RDC, 1,2,3,4 et 5

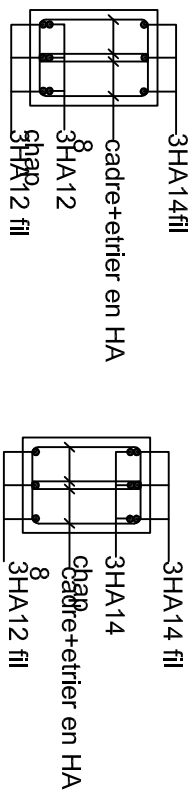


En travée

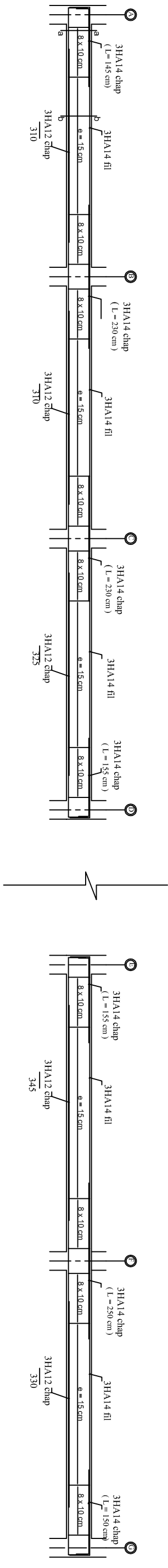
Coupe a-a

Aux appuis

Coupe b-b



Ferrailage des poutres principales Axe 4 niv RDC, 1,2,3,4 et 5

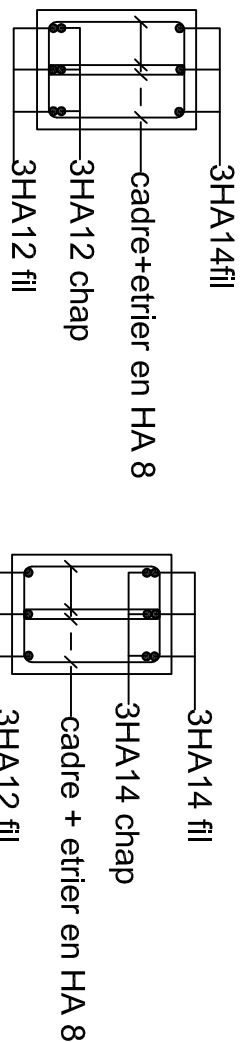


En travée

Coupe a-a

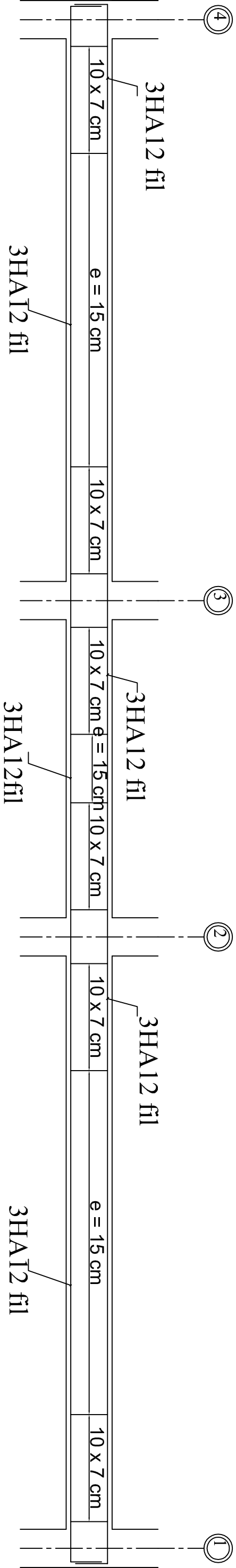
Coupe b-b

Aux appuis



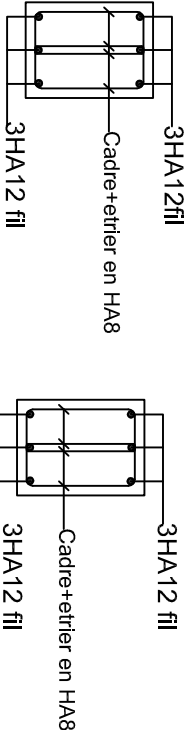
<p>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</p> <p>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU</p> <p>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION</p> <p>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL</p>	
<p><u>ETUDE PAR:</u></p> <p>Mr AMARI AMAR</p> <p>Mr BOUARABA REZKI</p> <p><u>DIRIGE PAR:</u></p> <p>Mme KHELOUL.F</p> <p>PROMOTION 2018-2019</p>	<p><u>TITRE</u></p> <p>FERRAILLAGE DES POUTRES</p> <p>PRINCIPALES</p> <p>ECHELLE : 1/100 - 1/50</p>

Ferrailage des poutres secondaires loin des voiles

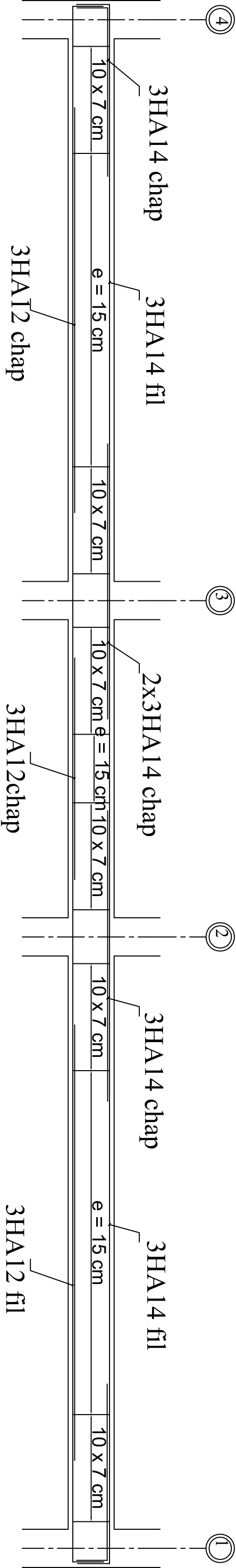


En travée
Coupe a-a

Aux appuis
Coupe b-b

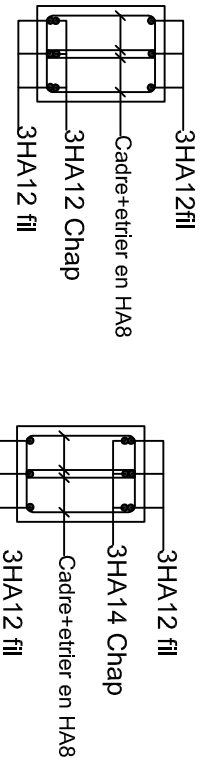


Ferrailage des poutres secondaires solidaires des voiles

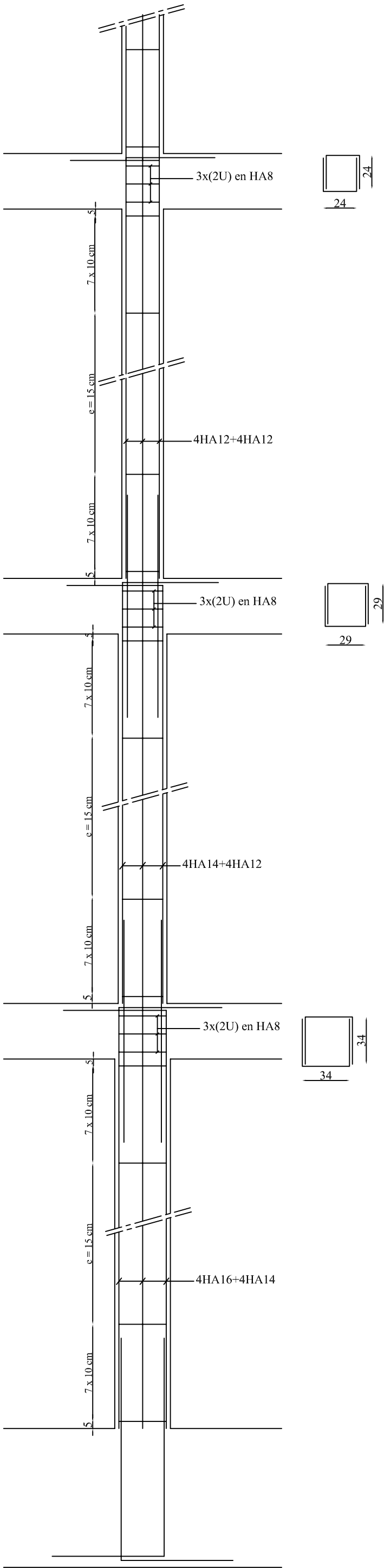


En travée
Coupe a-a

Aux appuis
Coupe b-b

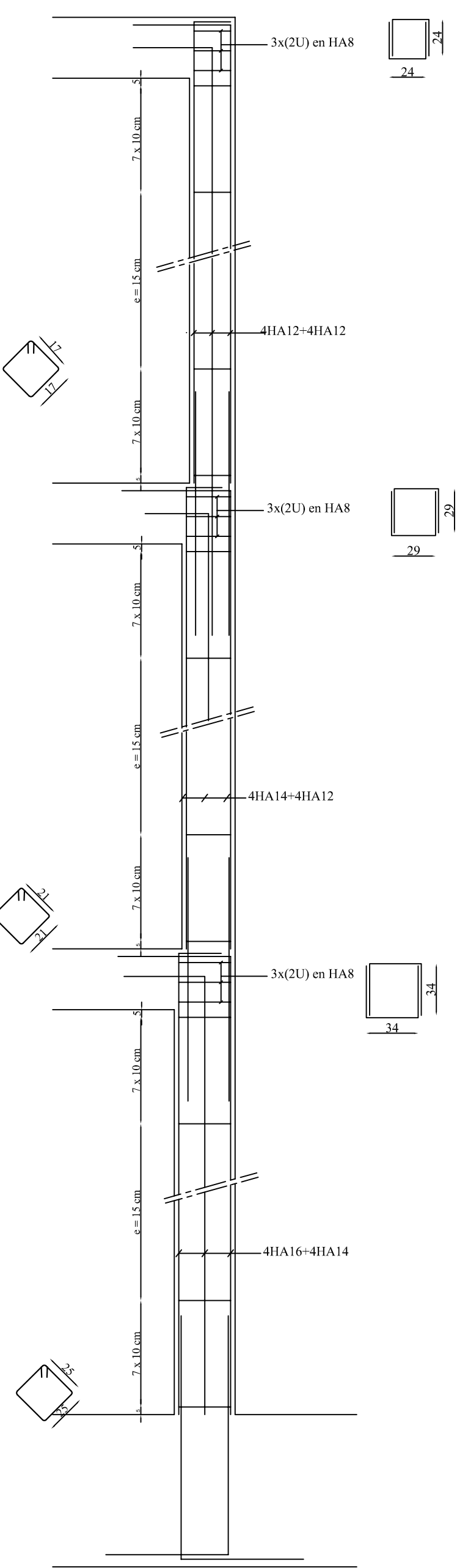
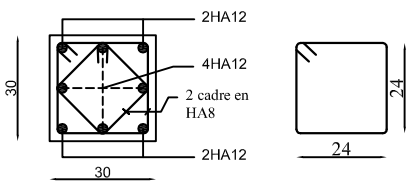


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Mr AMARI AMAR Mr BOUARABA REZKI DIRIGE PAR: Mme KHELOUI F PROMOTION 2018-2019	TITRE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES ECHELLE : 1/100 - 1/50

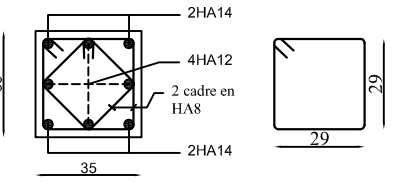


poteau intermédiaire

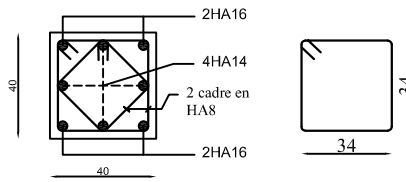
ZONE III



ZONE II



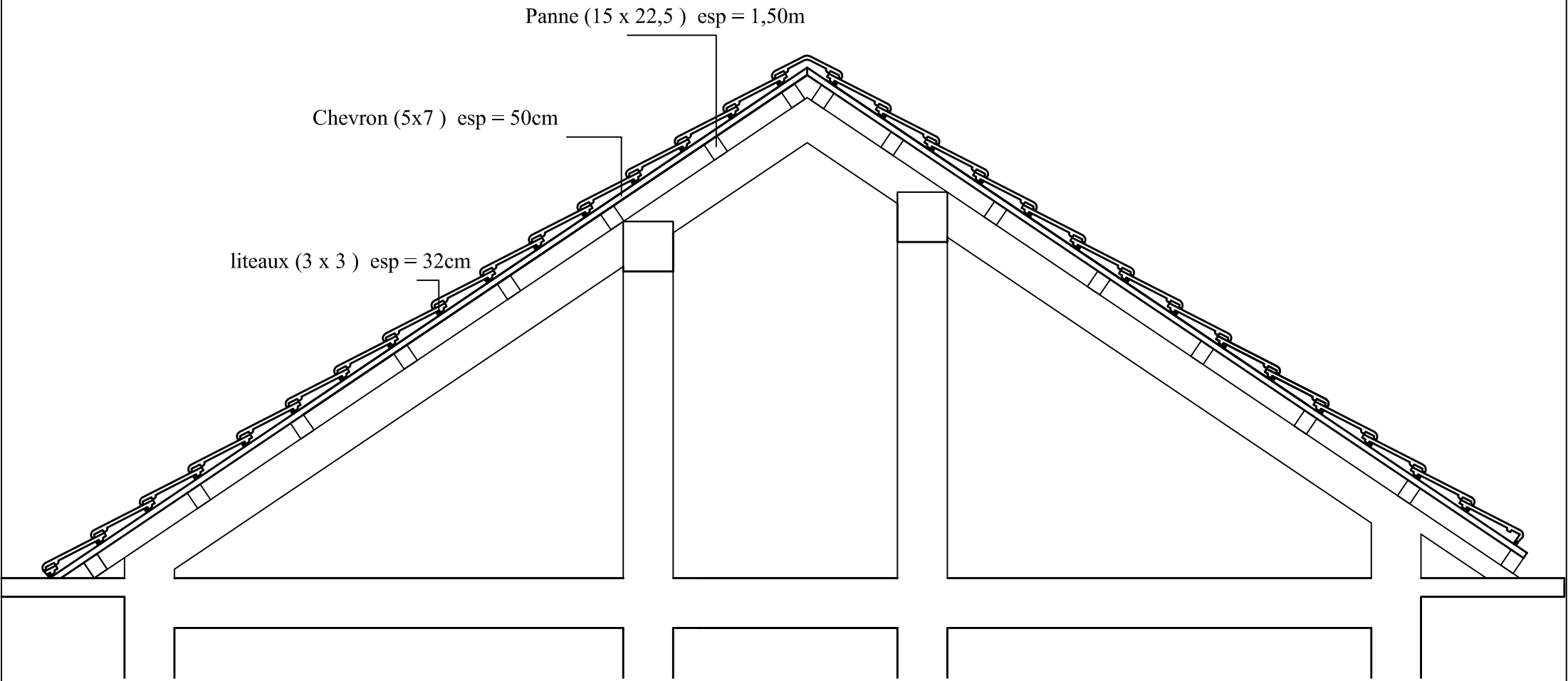
ZONE I



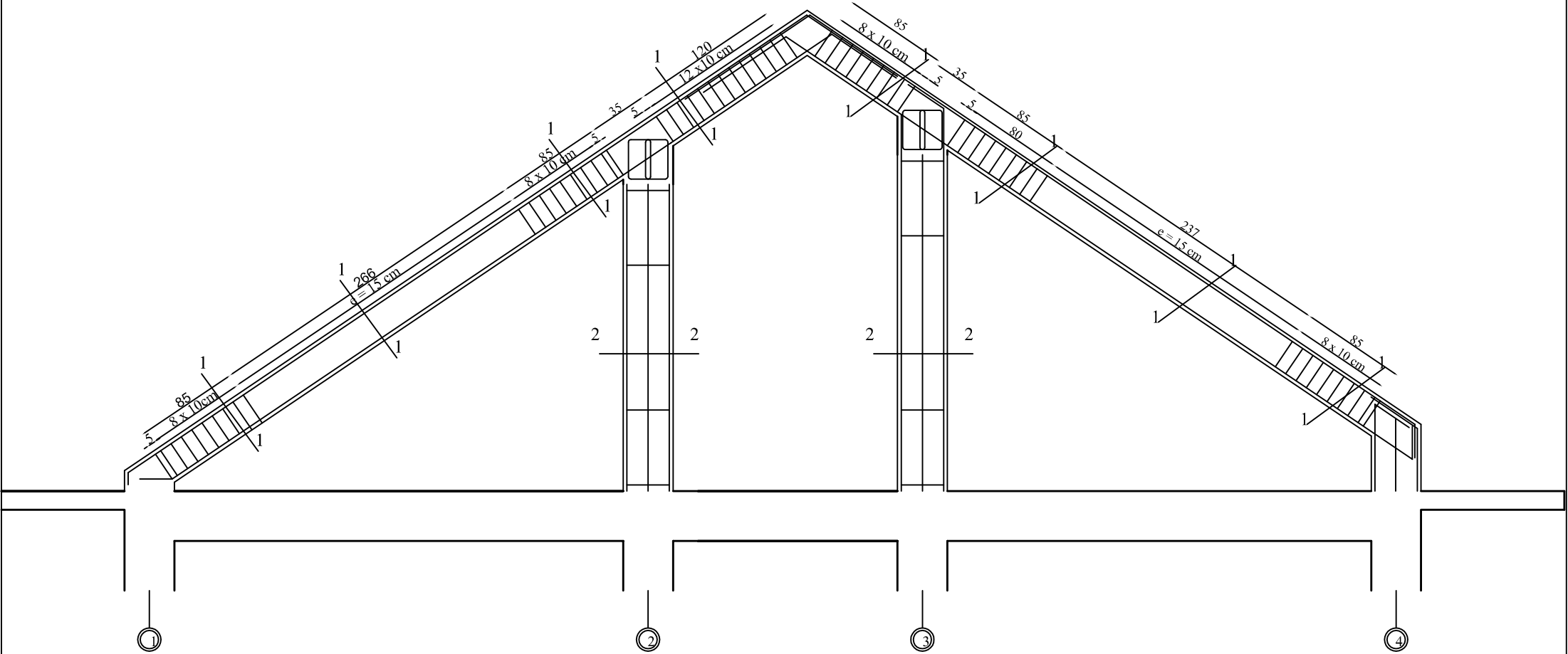
poteau de rive

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: Mr AMARI AMAR Mr BOUARABA REZKI	TITRE FERRAILLAGE DES POTEAUX
DIRIGE PAR: Mme KHELOULF	
PROMOTION 2018-2019	ECHELLE :1/100 -1/50

coffrage de la charpente

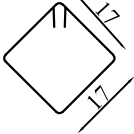
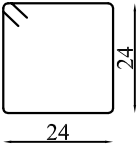
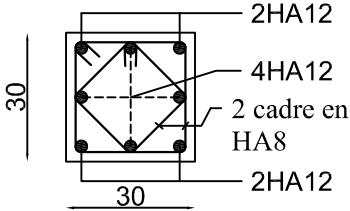
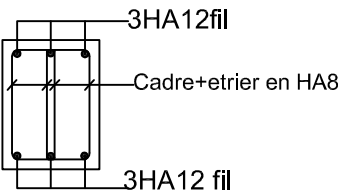


Ferraillage des poutres inclinée de la charpente

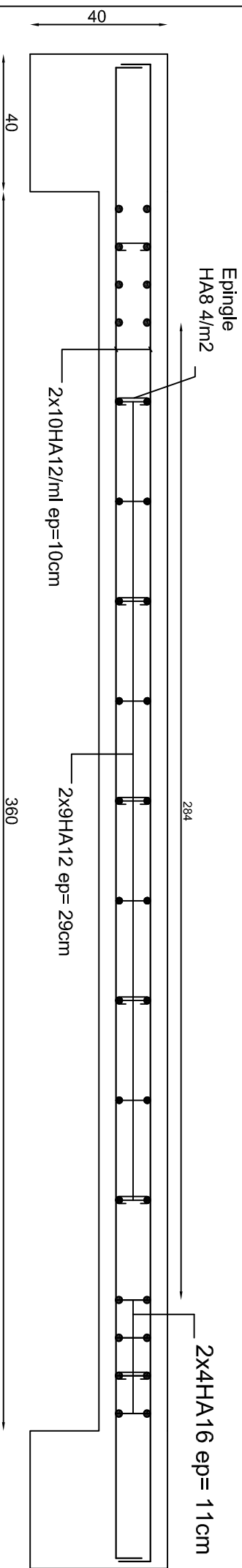


Coupe 1-1

Coupe 2-2

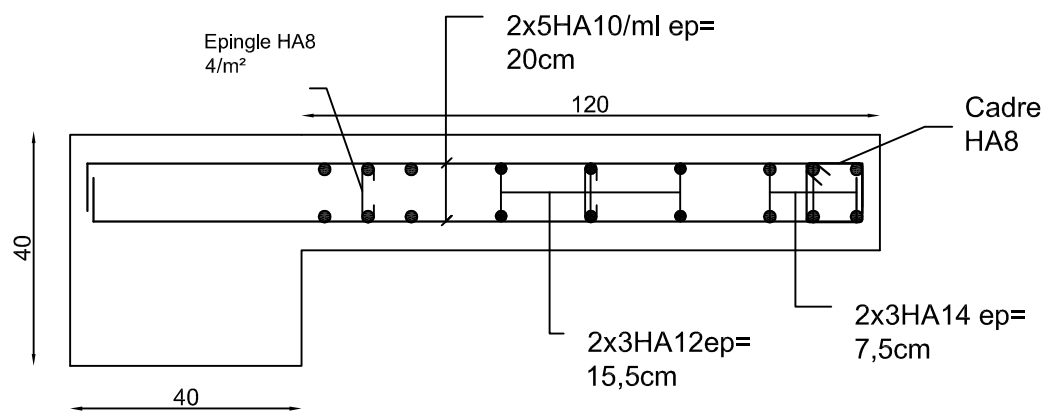


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: Mr AMARI AMAR Mr BOUARABA REZKI	TITRE FERRAILLAGE ET COFFRAGE DE LA CHARPENTE
DIRIGE PAR: Mme KHELOULF	
PROMOTION 2018-2019	ECHELLE :1/100 -1/50

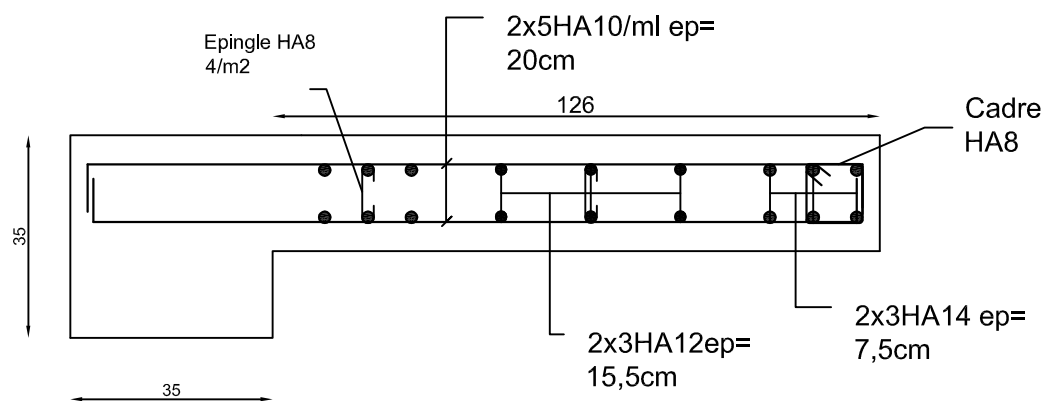


ferrailage de voile VT=3,60m Zone I

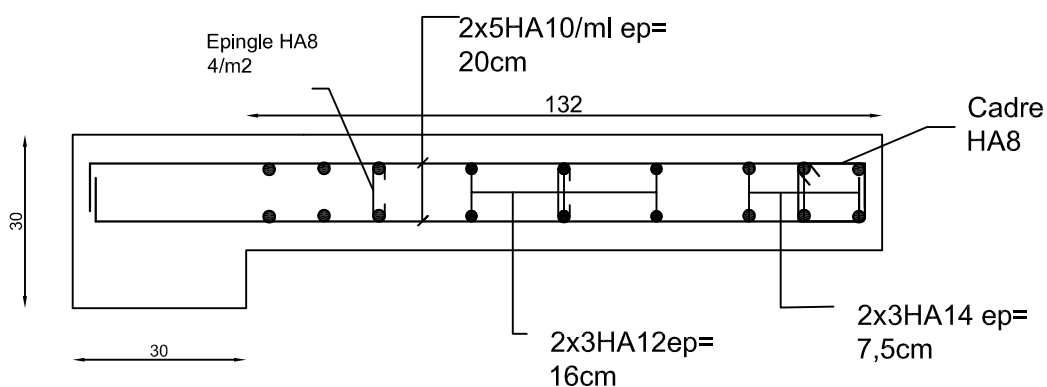
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Mr AMARI AMAR Mr BOUARABA REZKI DIRIGE PAR: Mme KHELOULI F PROMOTION 2018-2019	TITRE FERRAILLAGE DE VOILE VT=3,60M ZONE I ECHELLE : 1/100 - 1/50



ferrailage de voile VL=1,00m Zone I



ferrailage de voile VL=1,00m Zone II



ferrailage de voile VL=1,00m Zone III

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

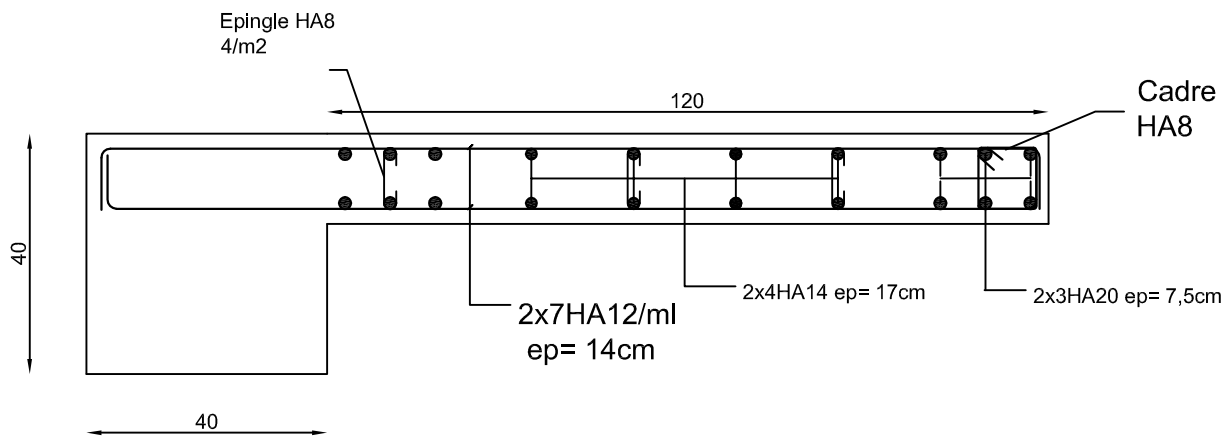
ETUDIE PAR:
Mr AMARTAMAR
Mr BOUARABA REZKI
DIRIGE PAR:
Mme KHELOULF

PROMOTION 2018-2019

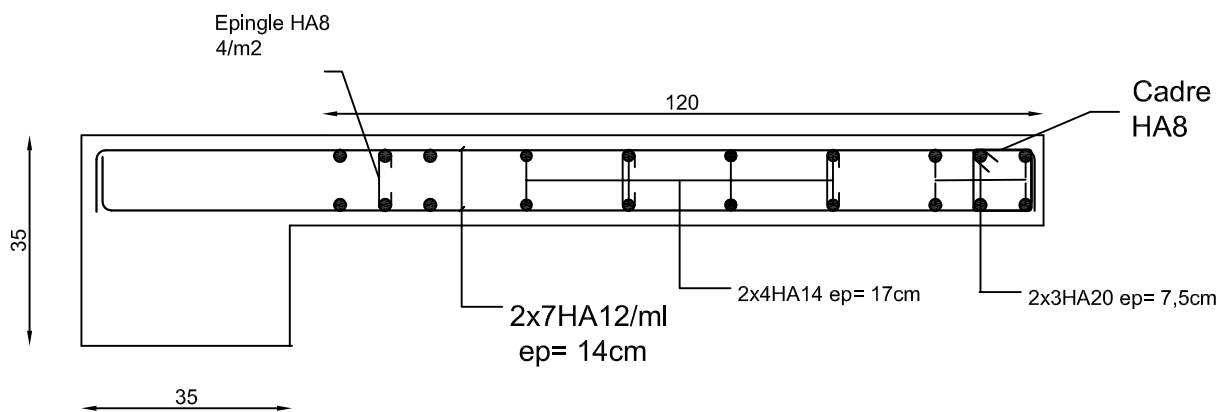
TITRE

FERRAILAGE DES
VOILES VL (01m)

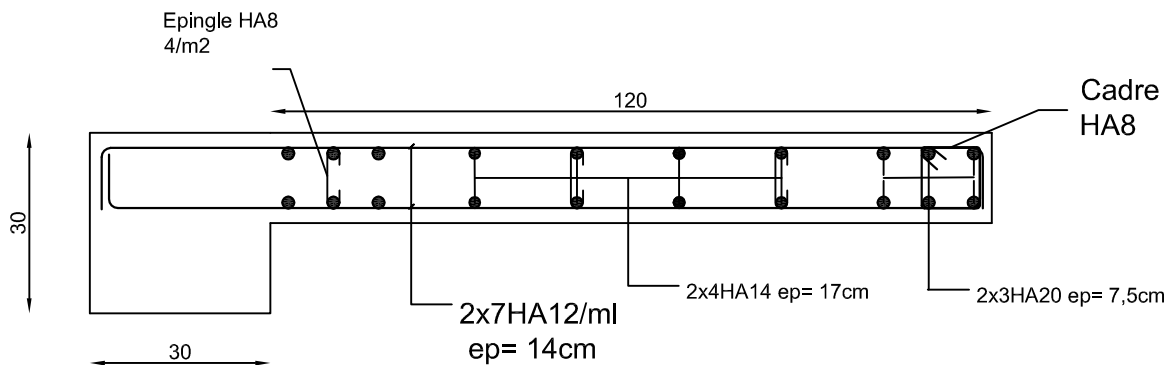
ECHELLE : 1/100 - 1/50



ferrailage de voile VL= 1,20m Zone I

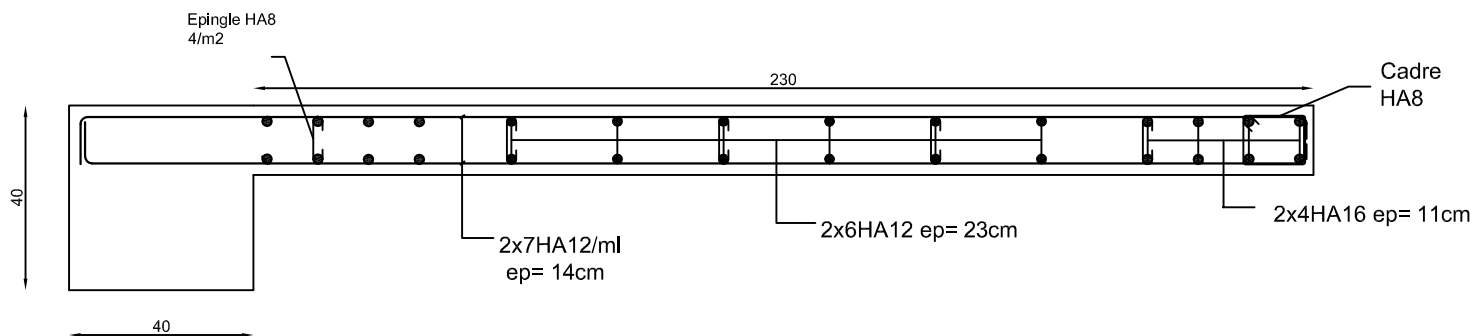


ferrailage de voile VL= 1,20m Zone II

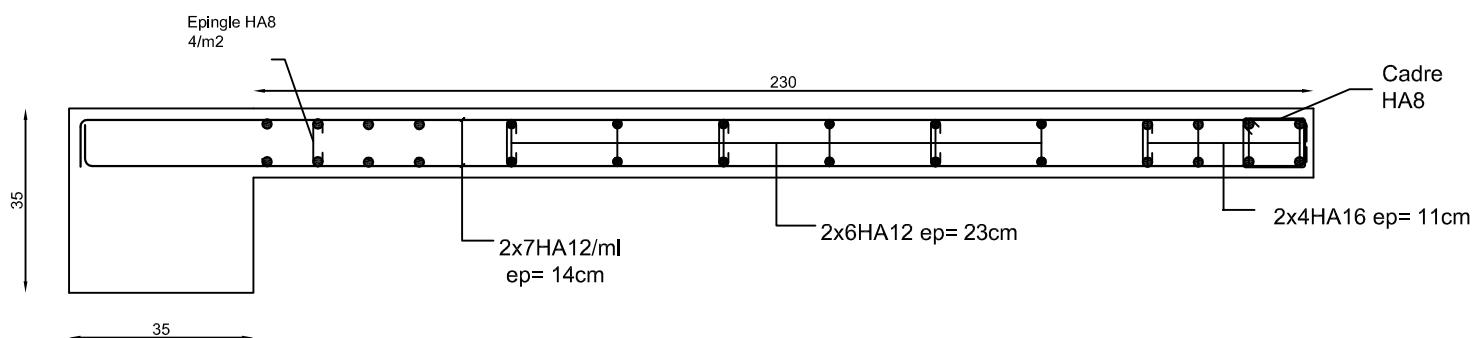


ferrailage de voile VL= 1,20m Zone III

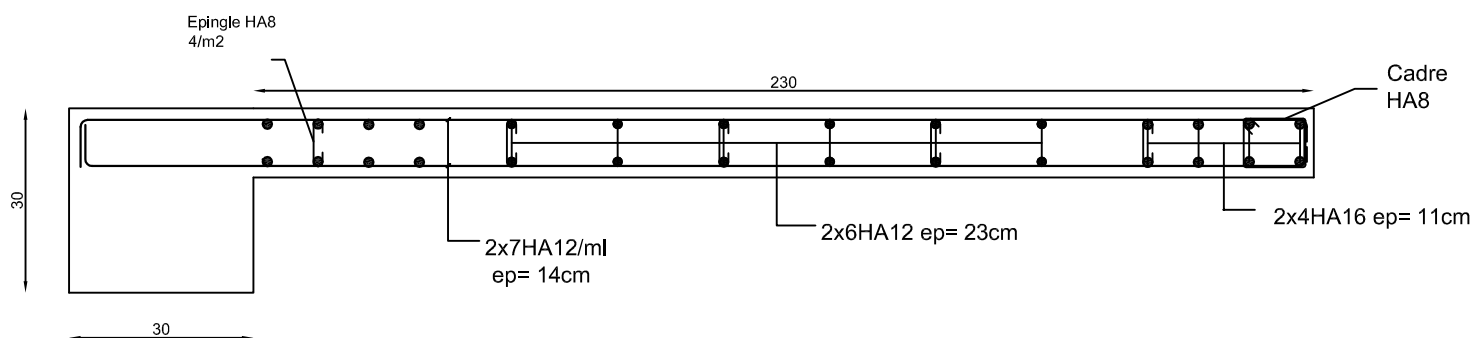
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: Mr AMARTAMAR Mr BOUARABA REZKI	TITRE FERRAILAGE DES VOILES VT
DIRIGE PAR: Mme KHELOULF	
PROMOTION 2018-2019	ECHELLE :1/100 -1/50



ferrailage de voile VT=2,30m Zone I

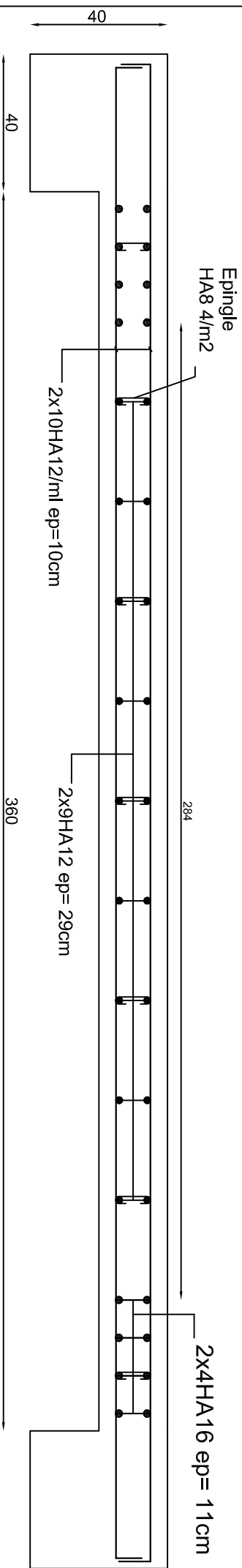


ferrailage de voile VT=2,30m Zone II



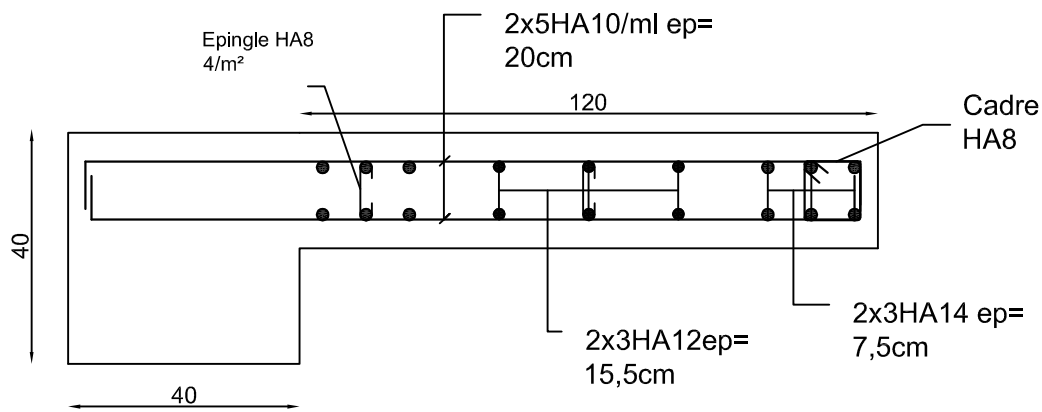
ferrailage de voile VT=2,30m Zone III

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Mr AMARTAMAR Mr BOUARABA REZKI	TITRE FERRAILAGE DES VOILES VT
DIRIGE PAR: Mme KHELOULF	
PROMOTION 2018-2019	ECHELLE : 1/100 - 1/50

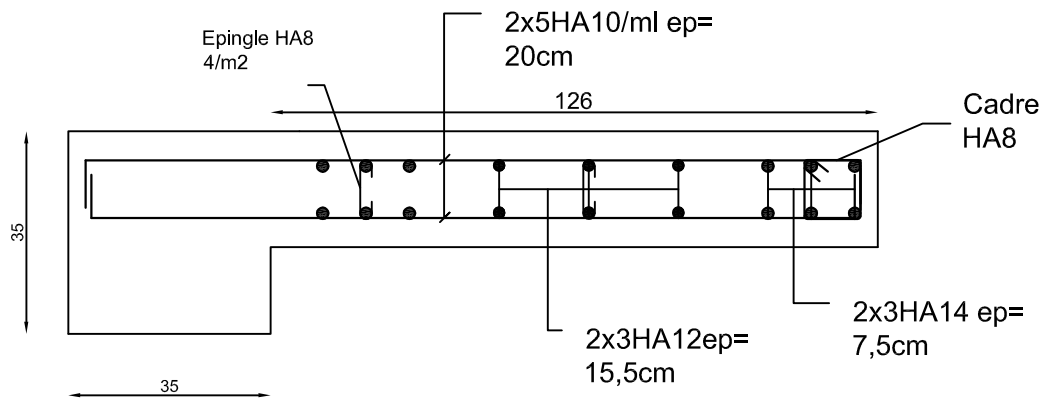


ferrailage de voile VT=3,60m Zone I

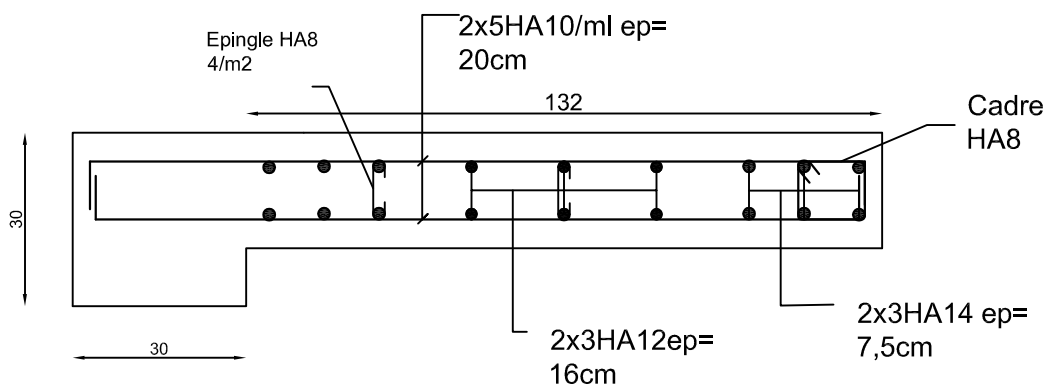
<div> <div>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</div> <div>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU</div> <div>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION</div> <div>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL</div> </div>			
<div>ETUDE PAR:</div> <div>Mr AMARI AMAR</div>		<div>TITRE</div> <div>FERRAILLAGE DE VOILE</div>	
<div>DIRIGE PAR:</div> <div>Mme KHELOUL.F</div>		<div>VT=3,60M ZONE I</div>	
<div>PROMOTION 2018-2019</div>		<div>ECHELLE : 1/100 - 1/50</div>	



ferrailage de voile VL=1,00m Zone I



ferrailage de voile VL=1,00m Zone II



ferrailage de voile VL=1,00m Zone III

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

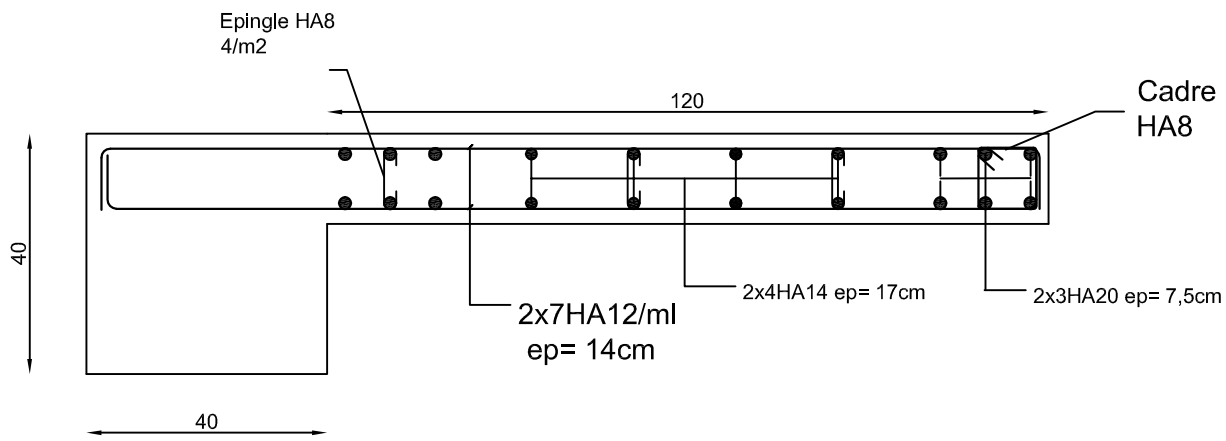
ETUDIE PAR:
Mr AMARTAMAR
Mr BOUARABA REZKI
DIRIGE PAR:
Mme KHELOULF

PROMOTION 2018-2019

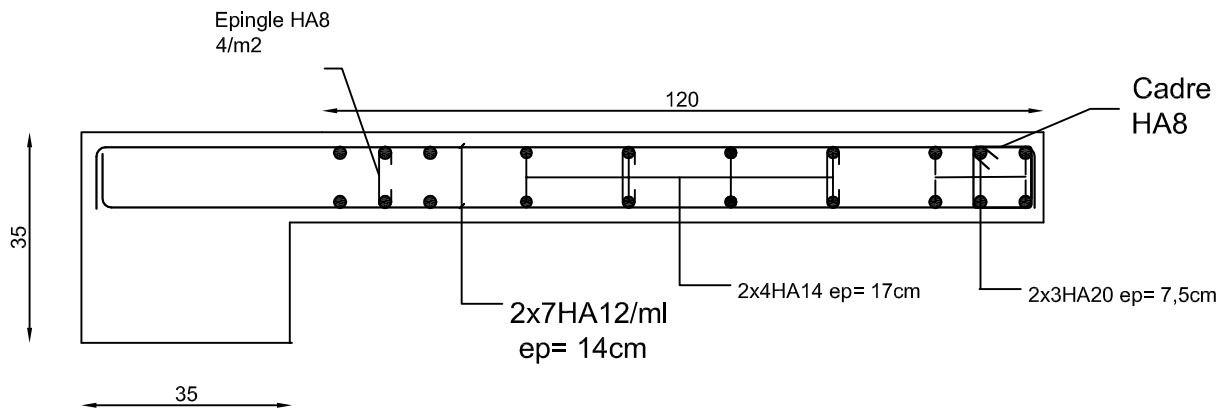
TITRE

FERRAILAGE DES
VOILES VL (01m)

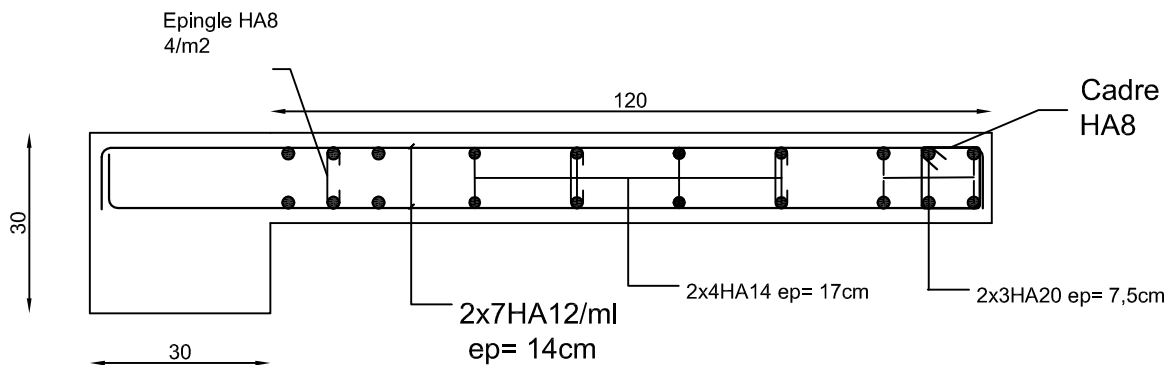
ECHELLE : 1/100 - 1/50



ferrailage de voile VL= 1,20m Zone I

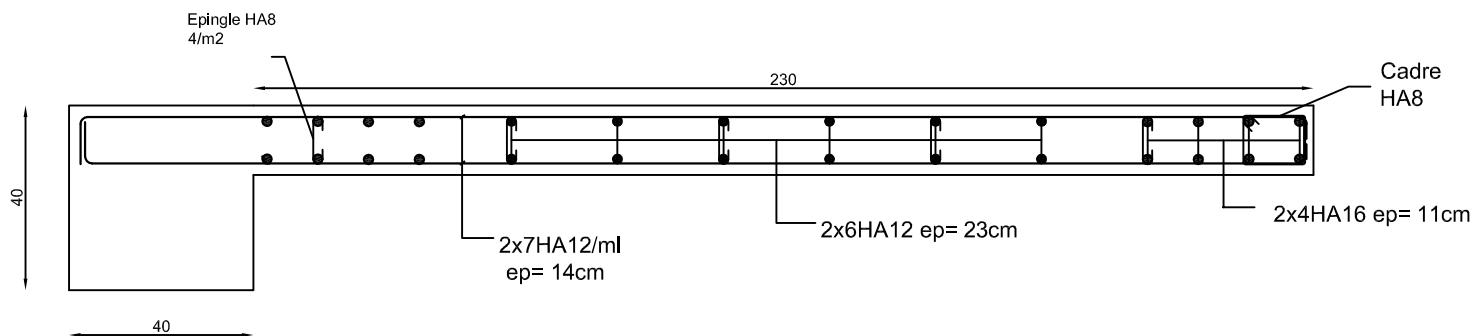


ferrailage de voile VL= 1,20m Zone II

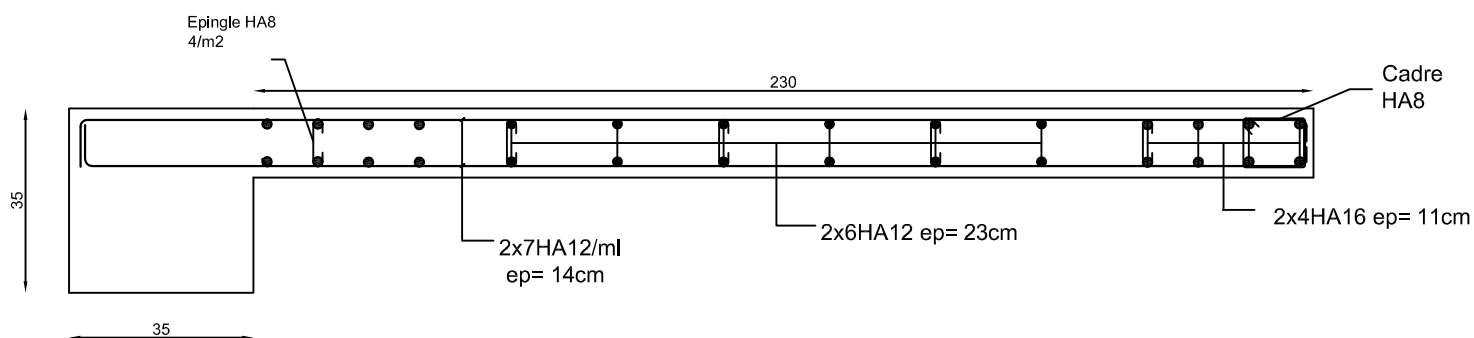


ferrailage de voile VL= 1,20m Zone III

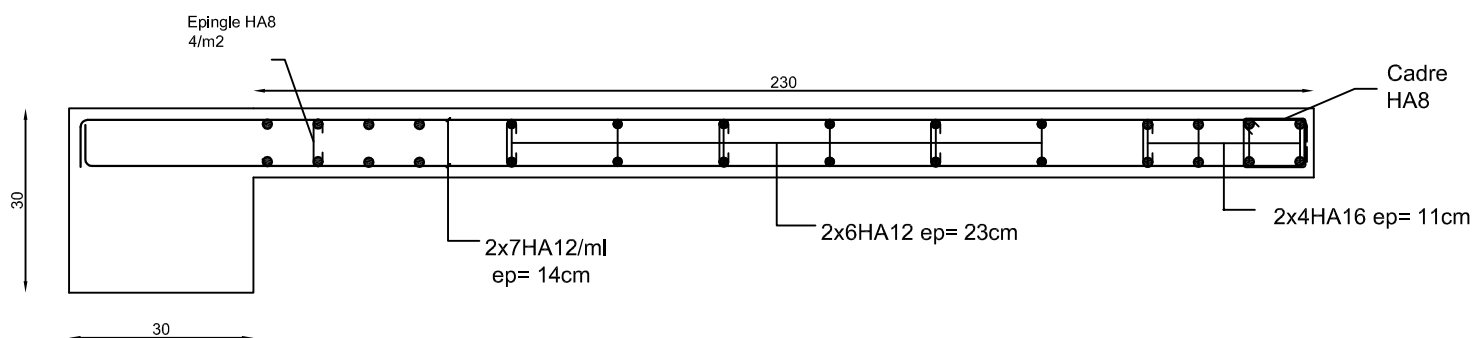
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: Mr AMARTAMAR Mr BOUARABA REZKI	TITRE FERRAILAGE DES VOILES VT
DIRIGE PAR: Mme KHELOULF	
PROMOTION 2018-2019	ECHELLE : 1/100 - 1/50



ferrailage de voile VT=2,30m Zone I

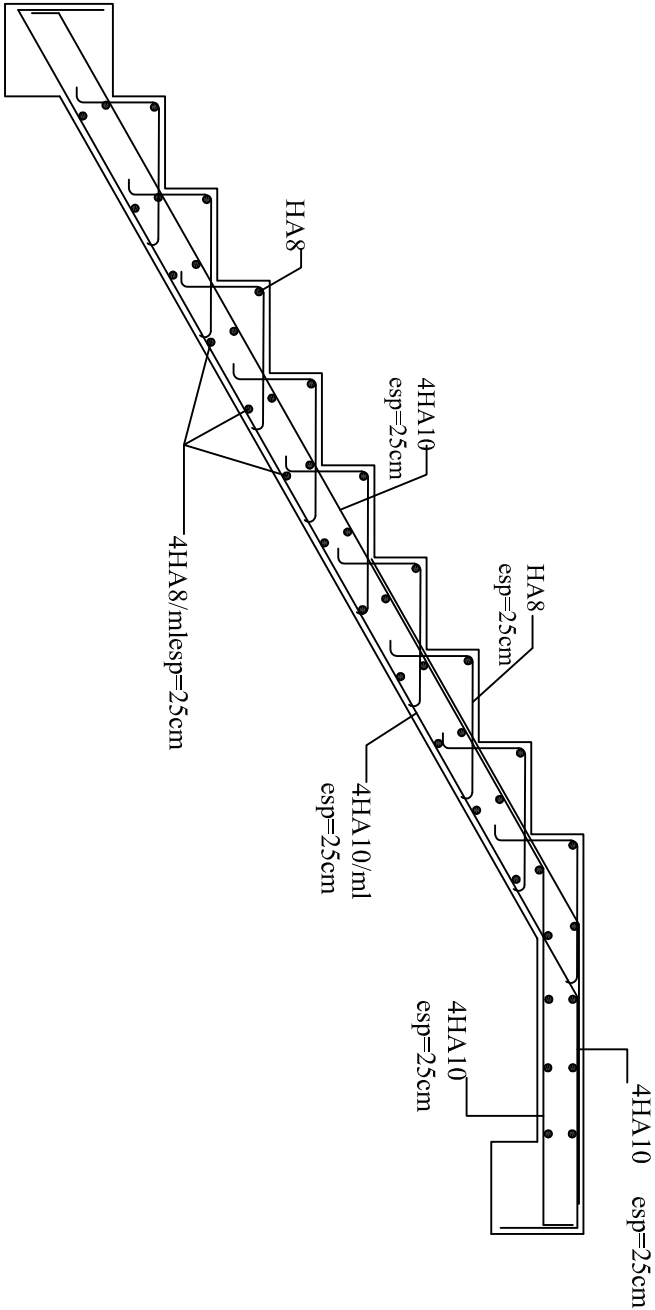


ferrailage de voile VT=2,30m Zone II



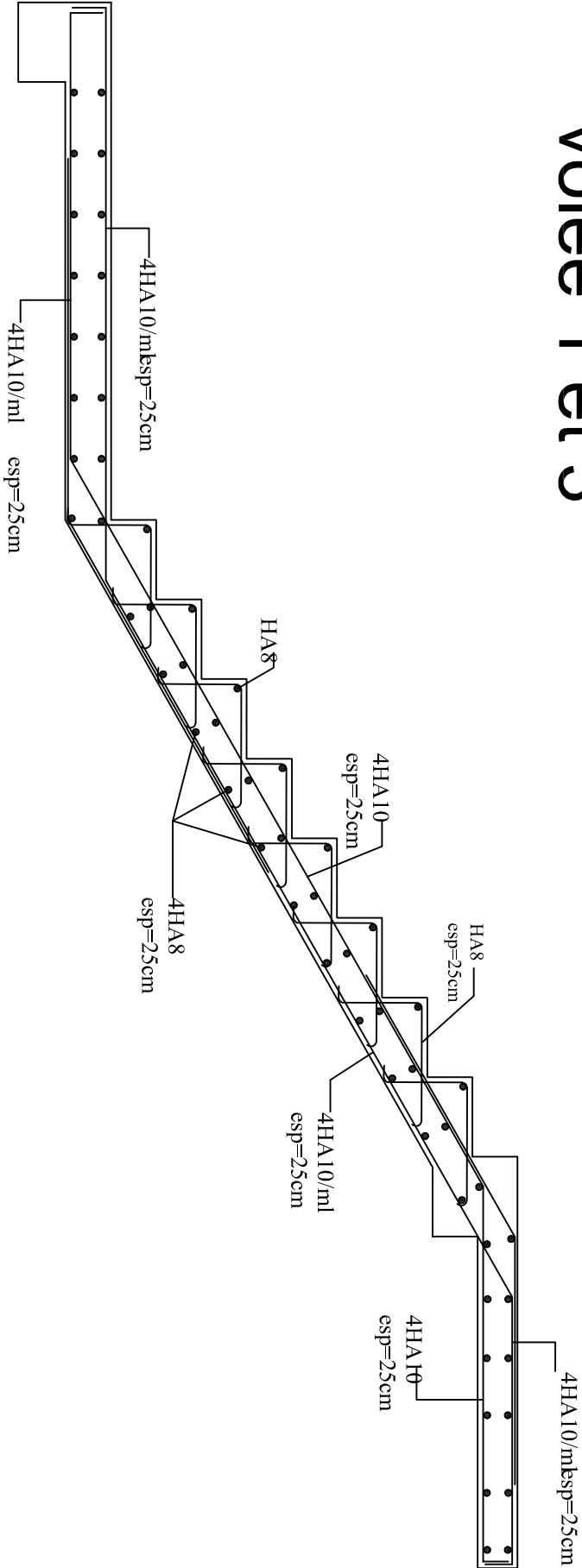
ferrailage de voile VT=2,30m Zone III

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Mr AMARTAMAR Mr BOUARABA REZKI	TITRE FERRAILAGE DES VOILES VT
DIRIGE PAR: Mme KHELOULF	
PROMOTION 2018-2019	ECHELLE : 1/100 - 1/50

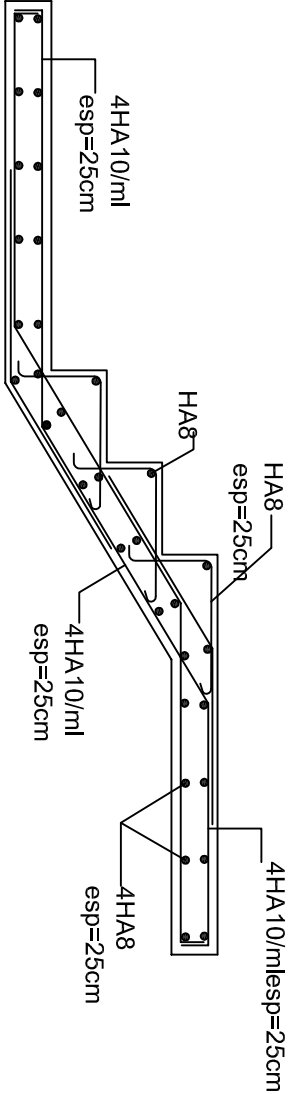


ferrailage d'escalier de Ssol

volée 1 et 3



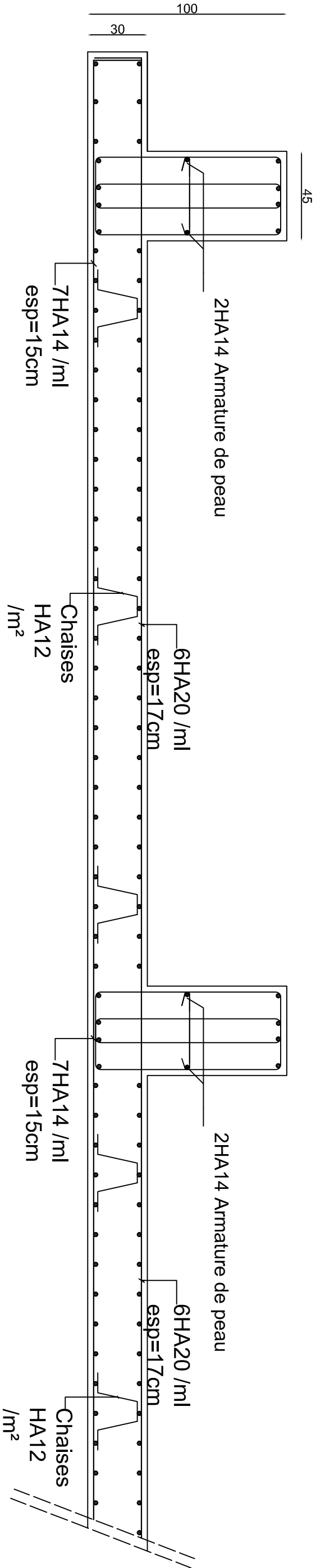
volée 2



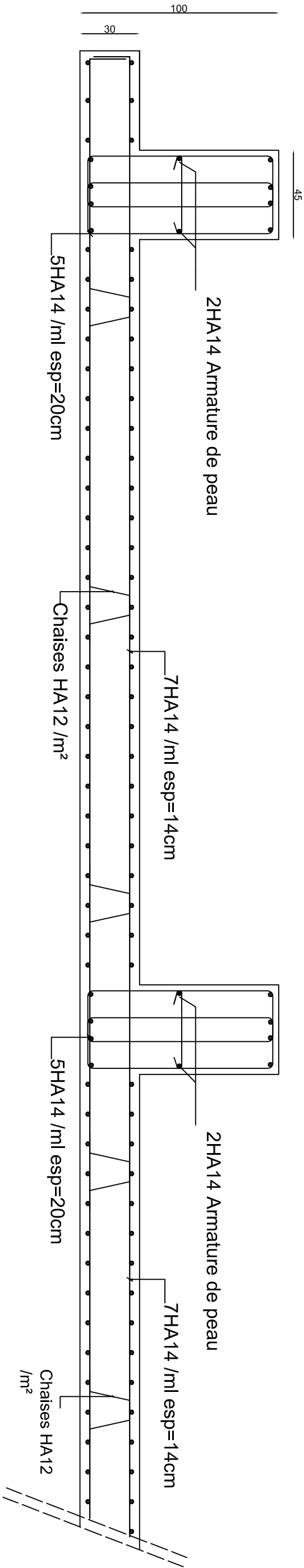
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Mr AMARI AMAR	TITRE
DIRIGE PAR: Mme KHELOUL F	FERRAILLAGE DES ESCALIERS
PROMOTION 2018-2019	ECHELLE : 1/100 - 1/50

ferrailage d'escalier des étages courants

Ferrailage de la Dalle sens X-X



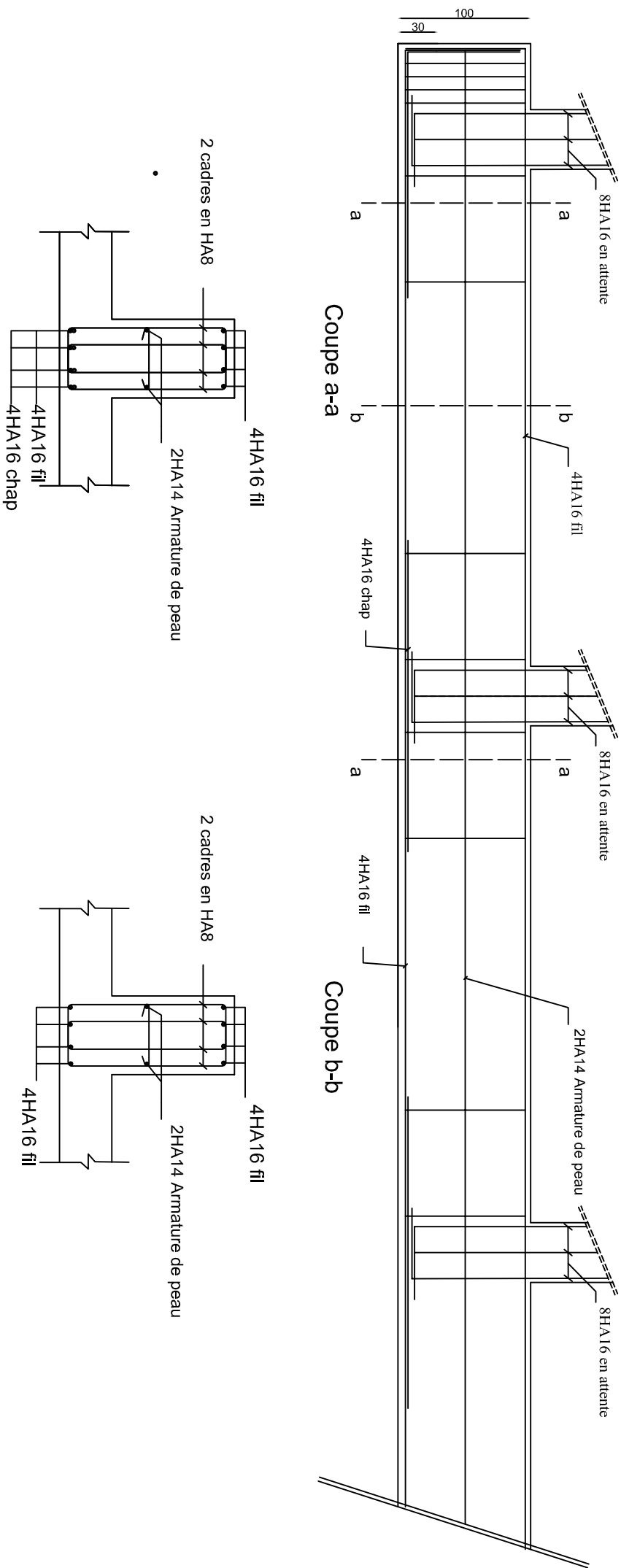
Ferrailage de la Dalle sens Y-Y



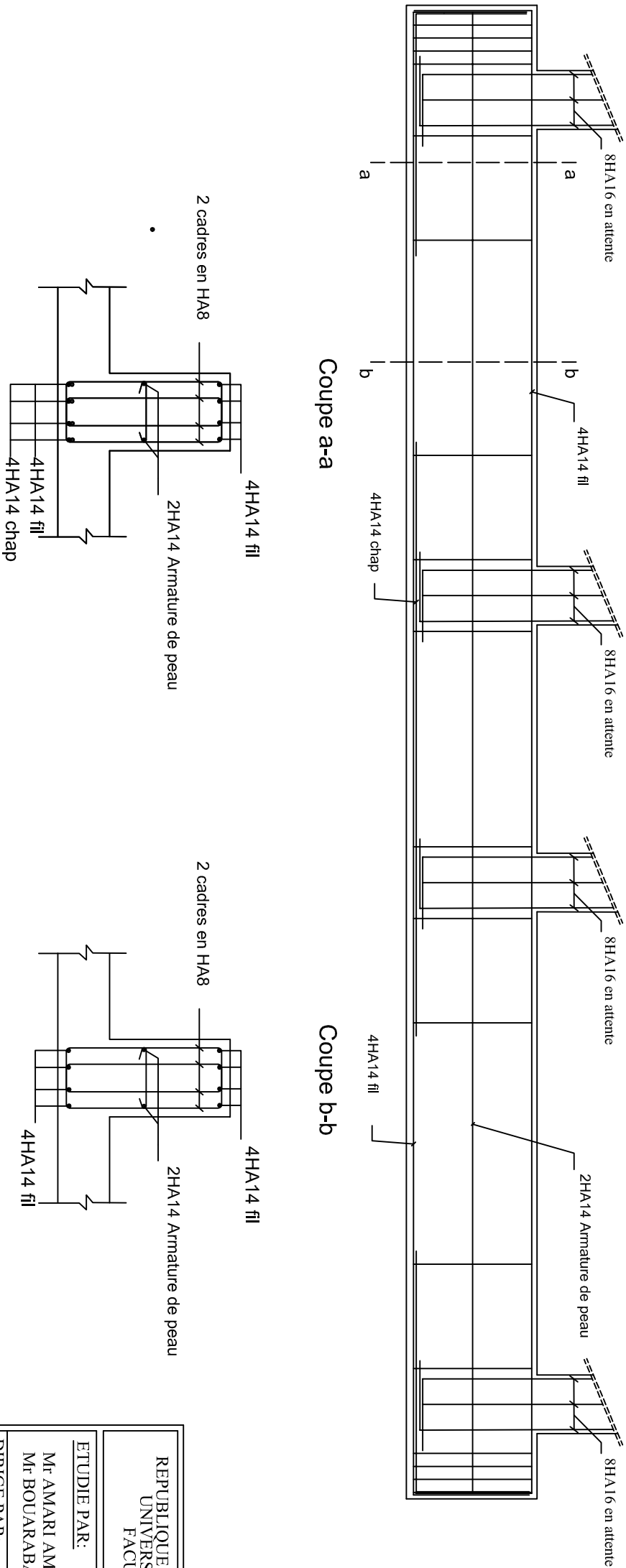
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:	TITRE
Mr AMARI AMAR	FERRAILLAGE DU RADIER
Mr BOUARABA REZKI	
DIRIGE PAR:	
Mme KHELOUIF	
PROMOTION 2018-2019	ECHELLE : 1/100 - 1/50

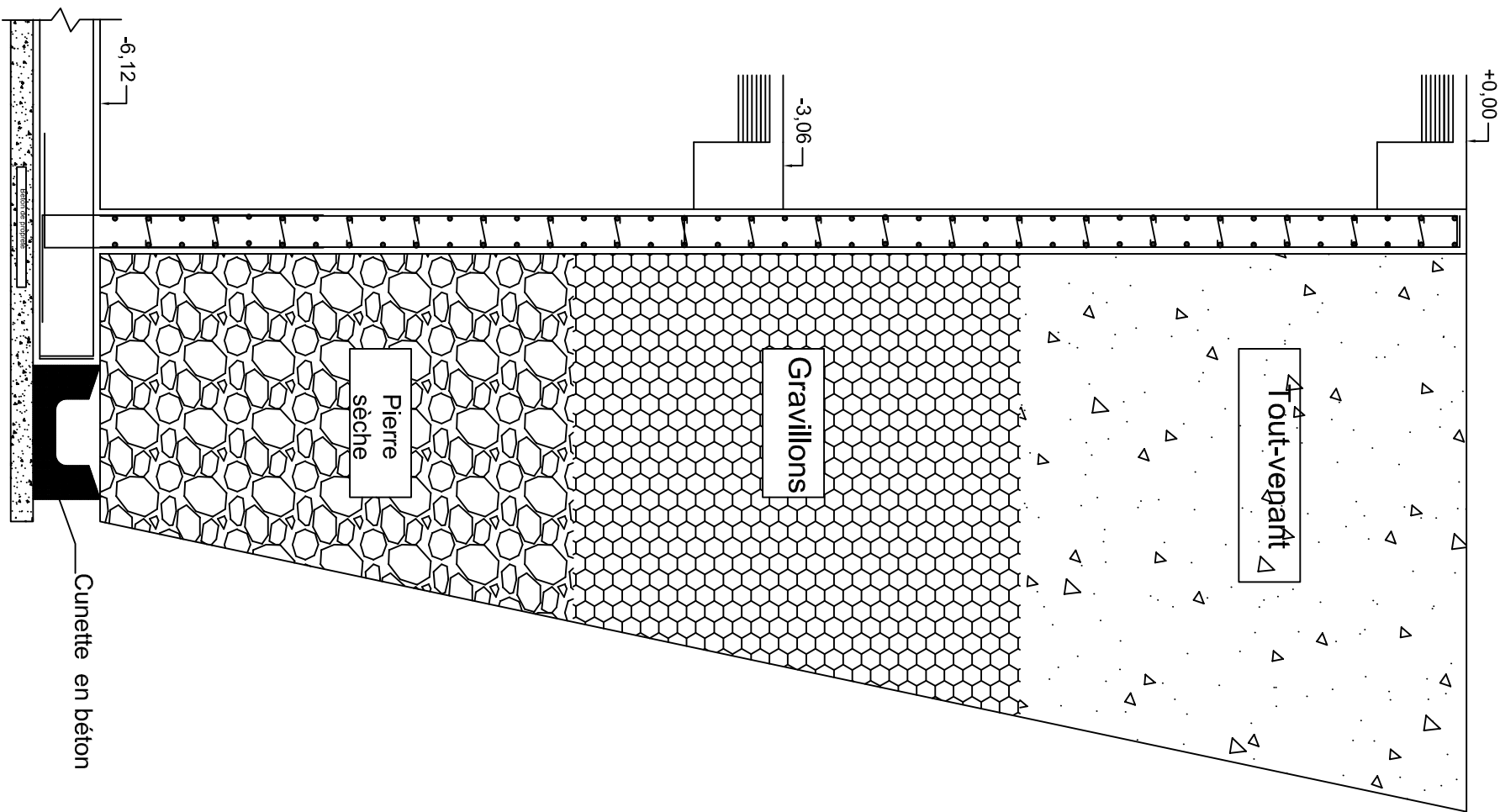
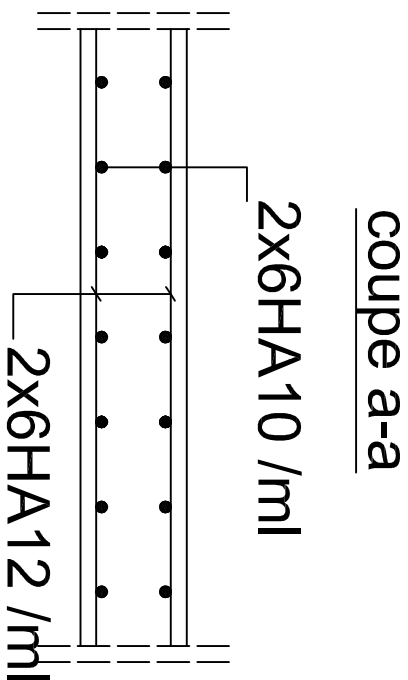
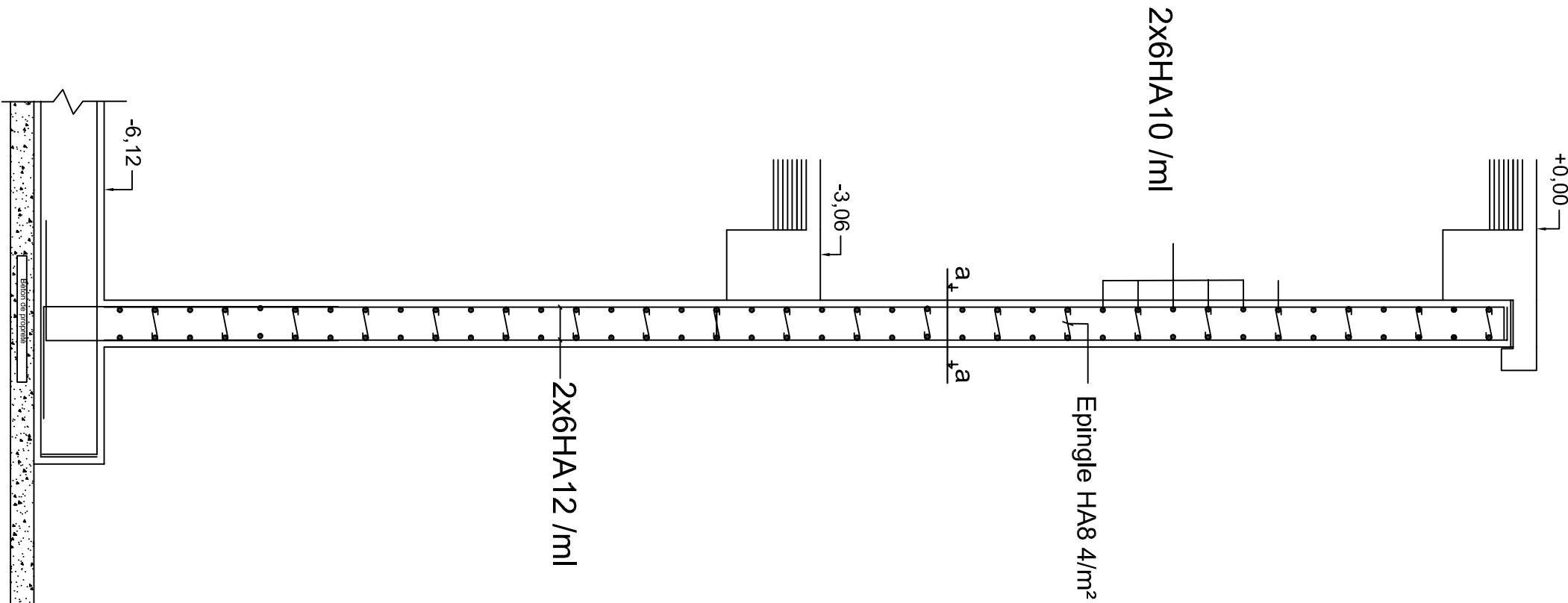
Ferrailage de la nervure sens X-X



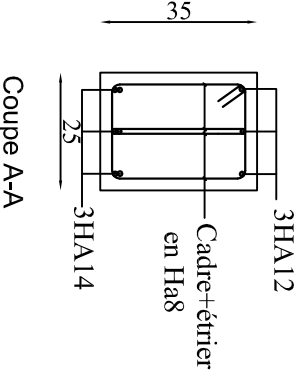
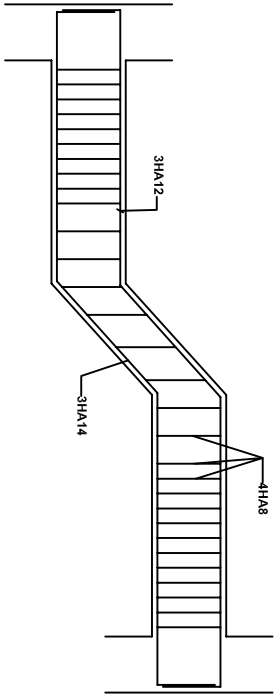
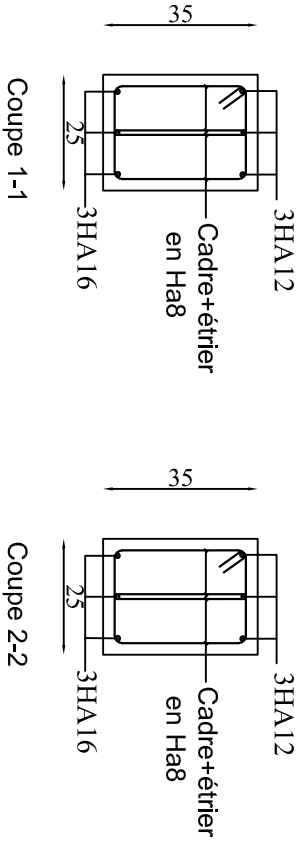
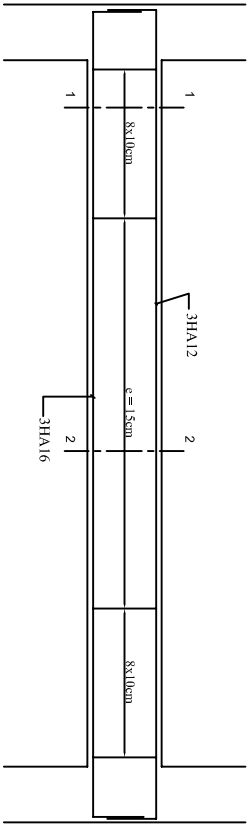
Ferrailage de la nervure sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR:	TITRE
Mr AMARI AMAR	FERRAILLAGE DE
Mr BOUARABA REZKI	LA NERVURE
DIRIGE PAR:	
Mme KHELOUL.F	ECHELLE : 1/100 - 1/50



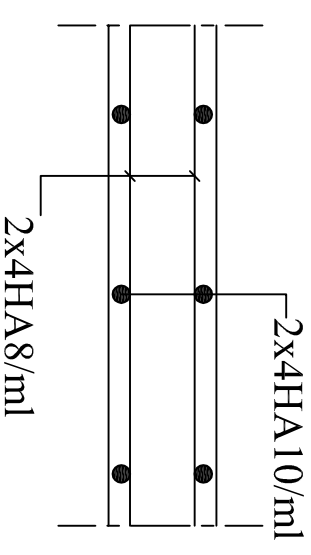
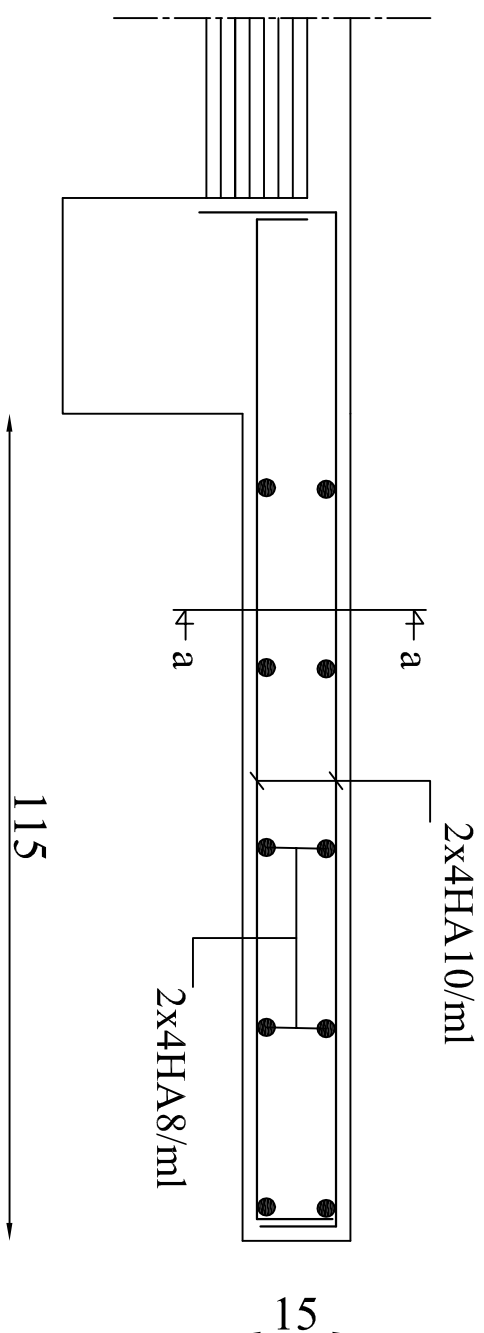
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Mr AMARI AMAR	TITRE
DIRIGE PAR: Mme KHELOUL F	FERRAILLAGE DU MUR DE SOUTÈNEMENT
PROMOTION 2018-2019	ECHELLE : 1/100 - 1/50



ferrailage de la poutre palière

ferrailage de la poutre palière

<p>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</p> <p>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU</p> <p>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION</p> <p>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL</p>	
<p>ETUDIE PAR:</p> <p>Mr AMARI AMAR</p> <p>Mr BOUARABA REZKI</p> <p>DIRIGE PAR:</p> <p>Mme KHELOULI.F</p> <p>PROMOTION 2018-2019</p>	<p>TITRE</p> <p>FERRAILAGE DES</p> <p>POUTRES PALIERES</p> <p>ECHELLE : 1/100 - 1/50</p>



Coupe a-a

Ferrailage de balcon

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:

Mr AMARI AMAR

Mr BOUARABA REZKI

DIRIGE PAR:

Mme KHELOULI.F

PROMOTION 2018-2019

TITRE

FERRAILAGE DU BALCON

ECHELLE : 1/100 - 1/50

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment a usage d'habitation, sis en zone de sismicité moyenne IIa, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises, lors de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calculs, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Les difficultés rencontrées aux cours de l'étude, nous ont conduites à nous documenter et étudier les méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en Génie Civil.

Ce projet nous a permis de connaître également les différents systèmes de contreventement et les joindre au genre de constructions qui leur sont adéquats (sécurité, économie), et les précautions à apprendre pour éviter l'effondrement immédiat de la construction, chose qui est déduite du RPA99 modifié en 2003.

Enfin, nous espérons avoir fait de notre mieux et que notre travail apportera un plus pour les promotions futures.

Bibliographie

- **Jean-Pierre MOUGIN, Béton armé, BAEL 91 modifié 99 et DTU associés, 2^{ème} édition 2000**
- **(DTR B-C2-2) charges permanentes et charges d'exploitations**
- **Règles parasismiques Algériennes (RPA 99/ Version 2003)**
- **Mr BELAZOUGUI : Calcul des ouvrages en béton armé**
- **H. RENAUD et J.LAMIRAULT, Bâtiment et Génie Civil, Béton Armé, Guide de calcul, Les éditions FOUCHER,(1993)**
- **VICTOR DAVIDOVICI, Formulaire du béton armé,**
- **Règle CB71 Règles de calcul et conception de charpente en bois, juin1984**
- **Cours et TD des années précédentes**
- **Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.**