

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*

*Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou*

*Faculté du génie de la construction*

*Département de génie civil*



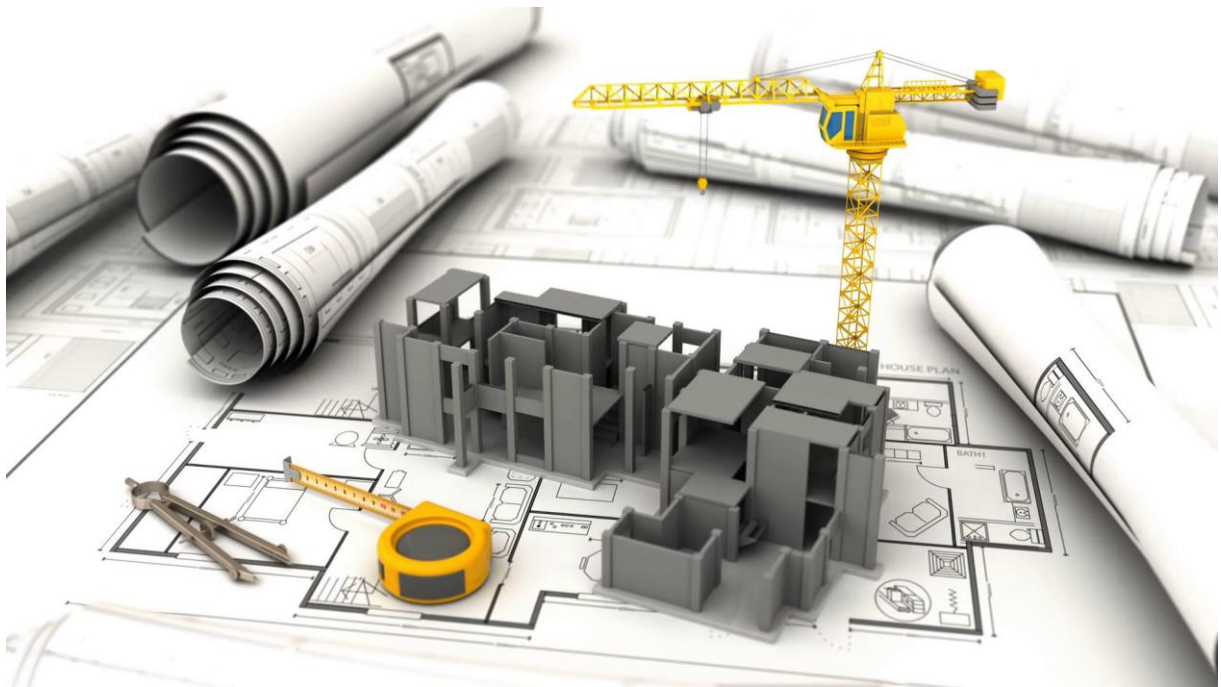
# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme master en génie civil*

*Option : construction civile et industrielle*

## Thème

*Etude d'une Structure R+6 + étage en attique à usage d'habitation et commercial  
contreventée par voile et portique, étudié par le logiciel ETABS*



*Etudié par : M<sup>elle</sup> Amirouche Kenza*

*Dirigé par : M<sup>r</sup> IDDIR .A*

*M<sup>r</sup> Kechad Anis*

# Remerciements

*En premier lieu, on tient à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux de nous avoir donné le courage et la force pour accomplir ce modeste travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos côtés.*

*Nous ne trouvons pas les mots pour exprimer notre profonde gratitude, notre respect et nos remerciements de tout cœur pour notre promoteur Mr IDDIR ABDELKADER pour les conseils qu'il nous a prodigué, pour la confiance qu'il nous a accordé, sa disponibilité malgré son emploi du temps chargé et la patience dont il a fait preuve nous a été d'un apport précieux pour l'accomplissement de ce projet.*

*Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.*

*Nos parents, nos frères pour leur réconfort et soutien durant tout notre parcours.*

*Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

# Dedicaces

*Je dédie ce travail :*

## *A LA MEMOIRE DE MA MERE*

*Ce travail est dédié en premier lieu à ma « mère » qui nous a quittés trop tôt qui m'a toujours poussé et motivée dans mes études. J'espère qu'elle apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part de son fils qui a toujours prié pour le salut de son âme.*

*J'aurais tant aimée que tu sois présente ma chère maman.*

*Puisse dieu, le tout puissant l'avoir en sa sainte miséricorde.*

## *A mon cher père*

*A mon cher Père, en témoignage et en gratitude de son dévouement, de son soutien permanent durant toutes mes années d'études, son sacrifices illimités, sont réconfort moral.*

## *A MES CHERES FRERES ET SŒURS*

*A ma chère sœur « Katia » et mon frère « Juba ».*

*Et sans oublier mon binôme « Kenza » pour son soutien moral et sa patience au long de ce projet de fin d'étude.*

**KECHAD ANIS**

# Dedicaces

*Je dédie ce travail :*

## ***A LA MEMOIRE DE MON PERE***

*Ce travail est dédié en premier lieu à mon père «Hacene » décédé trop tôt qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études. J'espère qu'il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part de la fille qui a toujours priée pour le salut de son âme.*

*J'aurais tant aimée que tu sois présent mon cher papa.*

*Puisse dieu, le tout puissant l'avoir en sa sainte miséricorde.*

## ***A MA CHERE MERE***

*A la Plus perle du monde, qui m'a donne l'amour, la patience et, le soutien et le courage ...ma tendre mère «Tassadit ».*

## ***A MES CHERES FRERES ET SOEURS***

*A Mes chères frères «Abdenour», «Mouloud», «Nawel», «Meriem» vous étiez toujours à mes cotés à m'encourager et à me soutenir, et à mes petits neveux «Boussad», «Yacine», «Yasser», «Souhaib» et ma petite princesse «Any» et ma chère copine «Chahira».*

## ***A MA CHERE FAMILLE***

*Mes grands parents, mes tantes, mes oncles, mes cousines et cousins.*

*A mes chères copines et amis ainsi toute la promotion M2 CCI 2019/2020.*

*Et spécialement aux étudiants de la salle E05.*

*Et sans oublier mon binôme «Anis» pour son soutien moral et sa patience au long de ce projet de fin d'étude.*

**AMIROUCHE KENZA**



# Sommaire

## ❖ Introduction générale

<b>Chapitre I:</b> Présentation de l'ouvrage.....	01-12
<b>Chapitre II:</b> Pré-dimensionnement des éléments.....	13-27
<b>Chapitre III:</b> Calcul des éléments secondaires.....	28-137
<b>III.1.</b> Acrotère.....	28
<b>III.2.</b> Escalier.....	36
<b>III.4.</b> Poutre palière.....	75
<b>III.5.</b> Plancher .....	85
<b>III.6.</b> Poutre de chaînage .....	115
<b>III.7.</b> Salle machine .....	125
<b>Chapitre IV :</b> Modélisation de la structure .....	138-156
<b>Chapitre V :</b> Vérification aux exigences du RPA.....	157-170
<b>Chapitre VI :</b> Ferrailage des éléments structuraux.....	171-220
<b>VI.1 :</b> Ferrailage des poteaux .....	171
<b>VI.2.</b> Ferrailage des poutres .....	192
<b>VI.3.</b> Ferrailage des voiles.....	205
<b>Chapitre VII :</b> Etude de l'infrastructure .....	221-254

## ❖ Conclusion-Générale

## ❖ Bibliographie

## Introduction générale

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des dégâts naturels tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumerdes , Alger et Tizi-Ouzou) est un grand exemple très probant d'énormes pertes tant humaines que matérielles. Les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser.

Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique. Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter trois buts :

- Un maximum de sécurité (le plus important) : consiste d'assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Esthétique.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (Poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Pour une meilleure démarche d'un projet il doit être planifié, quelque soit son importance ou sa complexité. Il s'agit de définir les travaux à réaliser, de fixer des objectifs, de coordonner diverse actions, de maîtriser les moyens requis, de minimiser les risques rencontrés, enfin de mettre en place une stratégie de management, notamment en suivant les activités en cours et en rendant compte de l'état d'avancement du projet. Il est en effet primordial de prévoir et de suivre de manière réaliste les délais, les ressources et les coûts de conception et de fabrication du produit envisagé

## Introduction:

Ce premier chapitre consiste à présenter globalement l'ouvrage avec les différentes caractéristiques mécaniques des différents matériaux utilisés.

### I.1. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage qui nous a été confié consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (**R+6+attique**) à usage d'habitation et commercial. Cet ouvrage est implanté à **Tizi-Ouzou**. La zone d'implantation de notre ouvrage est considéré de sismicité moyenne (**zone IIa**) et l'ouvrage est d'importance moyenne (**groupe d'usage 2**) selon le (**RPA99 modifié en 2003**), et selon le rapport du sol, il sera fondé sur un sol ferme « S2 » d'une contrainte admissible  $\sigma_{Sol}=2\text{bars}$ .

Ce bâtiment comporte :

- Un rez de chaussée à usage commercial.
- 6 étages +1 étage en attique à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- une cage d'ascenseur.

### I.2. Caractéristiques géométriques :

Notre bâtiment a pour dimensions :

#### En plan :

- ❖ Longueur totale du bâtiment .....L=20,50m
- ❖ Largeur totale du bâtiment .....L=13,60m

#### En élévation :

- ❖ La hauteur totale du bâtiment .....H<sub>(totale)</sub>=27,84m
- ❖ La hauteur du RDC.....H<sub>RDC</sub>=4,08m
- ❖ La hauteur d'étage courant.....H<sub>C</sub>=3,06m
- ❖ La hauteur de l'attique .....H<sub>A</sub>=2.70m

#### Règlements et normes utilisées :

Les règlements utilisés pour le calcul sont :

- **BAEL91 modifiées 99** (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA99 modifié 2003** (Règles parasismiques algériennes).
- **DTR-BC-22** (Charges et surcharges).
- **CBA93** (conception et calcul des structures en béton armé)

**I.3.Les éléments de l'ouvrage :****I.3.1.L'infrastructure :****Fondations :**

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

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un cout minimum.

**I.3.2.La superstructure :****a. L'ossature :**

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles (structure mixte), d'après le (RPA 99 version 2003) pour toute structure dépassent une hauteur de 14mètre en zone IIa, son contreventement est assuré par deux types :

•**Contreventement par portique :** C'est une ossature constituée de poteaux et poutres qui doivent être disposés d'une façon à :

- Reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des surcharges horizontales.
- Transmettre directement les efforts aux fondations.

•**Contreventement par voiles :** Composé des éléments verticaux « voiles » en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal, ils assurent :

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
- Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).
- ainsi ils minimisent les effets de torsion.

b. **Le plancher :** sont des éléments horizontaux délimitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique : ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Pour ce projet on a opté pour deux types de plancher :

- **Planchers à corps creux :** Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé. Tous les planchers de notre bâtiment sont réalisés en corps creux.
- **Plancher en dalle pleine :** constitué en béton armé posé directement sur les poteaux, dans notre projet elles sont prévues pour les balcons et dans les paliers de repos des escaliers.

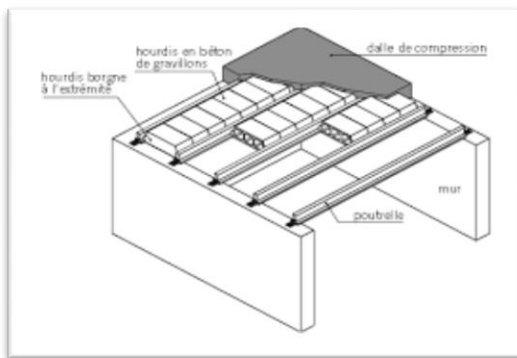


Figure I-1 : plancher en corps creux

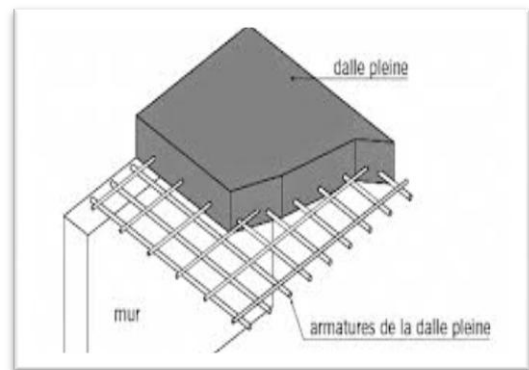


Figure I-2 : plancher en dalle pleine

- c. **Les escaliers :** C'est un élément en béton armé qui permet de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulé sur place.

Notre bâtiment est composé de deux types d'escaliers :

- Pour le RDC on a un escalier de deux volées non identique et un palier de repos intermédiaire.
- Pour les étages courants on a un escalier de deux volées identique et un palier de repos intermédiaire.

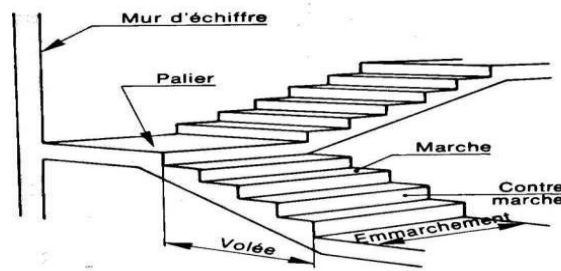


Figure I-3 : schéma descriptif d'un escalier

**d. Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Murs extérieurs :** Ils seront réalisés en double cloisons de briques creuses dont l'épaisseur du mur est égale à 25 cm.
  - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
  - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
  - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs :** Ils seront réalisés en simples cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

**e. Revêtements :**

Les revêtements utilisés sont :

- Mortier de ciment d'une épaisseur de 1,5cm pour les murs de façades.
- En plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- En céramique pour les murs des salles d'eaux et cuisine.
- En carrelage pour les planchers et les escaliers avec plinthe de recouvrement.

f. **Acrotère :** C'est un élément en béton armé coulé sur place, il joue un rôle de sécurité et de garde corps.

g. **Le système de coffrage :** Nous avons opté pour un coffrage en bois pour les portiques (poutres- poteaux) et les voiles.

h. **Les voiles :** Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et essentiellement à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

**I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les règles du Béton Armé aux États Limites (BAEL 91 modifié 99).

**I.4.1 Le béton :**

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA99 version 2003**.

Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à **350 Kg/m<sup>3</sup>** de ciment portland artificiel **325 (CPA 325)**.

A titre indicatif le dosage courant par 1m<sup>3</sup> est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25)
- Gravions : 800 L
- Sable : 400 L
- Ciment : 300 à 400 kg/m<sup>3</sup>
- Eau de gâchage : 150 à 200 L

Dans la pratique, on doit s'approcher du rapport eau/ciment = 0,5.

**1. Résistance caractéristique du béton :****a. Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général, les essais de compression axiale sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de formes cylindriques de hauteur 32 cm et de diamètre 16cm (Aire de 200 cm<sup>2</sup>) (**A.2.1, 11/BAEL modifié 99**)

Le béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours dite ( $f_{c28}$ ).

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous :

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

Pour  $j > 28$  jours  $f_{cj}$  est conventionnellement prise égale à  $f_{c28}$  lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

$f_{cj}$  : La résistance de béton a la compression à (j) jours.

**J** : Nombre de jours.

$f_{c28}$  : La résistance de béton a la compression à 28 jours.

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

**b. Résistance caractéristique à la traction :**

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{A.2.1, 12 / BAEL 91 modifié 99})$$

Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} \leq 60$  MPa

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25$  MPa  $\rightarrow$   $f_{t28} = 2,1$  MPa

Note :  $f_{ij}$  et  $f_{cj}$  sont exprimés en MPa ou bien  $\text{N/mm}^2$ .

**2. Module de déformation longitudinal du béton :**

Selon la durée des sollicitations, on distingue deux types de modules :

**a. Module de déformation longitudinale instantané du béton :**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module de déformation donné comme suit:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa } (\text{Art.2.1,21/ BAEL91 modifié99})$$

Pour  $f_{c28}=25$  MPa  $\rightarrow$   $E_{ij} = 32164.2$  MPa

**b. Module de déformation longitudinale différé du béton :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa } (\text{Art A.2.1, 22 /BAEL 91 modifié99})$$

Pour  $f_{c28}=25$  MPa  $\rightarrow$   $E_v=10819$  MPa



**c. Module de déformation transversale du béton (G):**

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\theta)} \text{ [MPa]}$$

E : Module de Young.

$\theta$  : Coefficient de Poisson.

**d. Contraintes limites du béton :**

**Les états limites :** On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

**➤ Etat limite ultime (ELU) :**

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des Etats suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par La formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \text{ en MPa} \quad (\text{Art A.4 .3, 41/ BAEI 91 modifié99})$$

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité

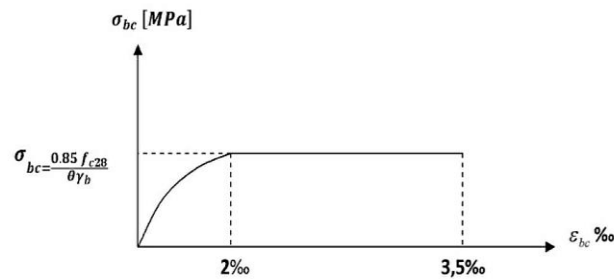
- $\gamma_b = 1.5 \rightarrow$  situation courante
- $\gamma_b = 1.15 \rightarrow$  situation accidentelle

$\theta$  : Coefficient de durée d'application des actions considérées.

- $\theta = 1 \rightarrow$  si la durée d'application est  $t > 24 \text{ h}$ .
- $\theta = 0,9 \rightarrow$  si la durée d'application est entre  $1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h}$ .
- $\theta = 0.85 \rightarrow$  si la durée d'application est  $t \leq 24 \text{ h}$ .

Pour  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta = 1$ , on aura  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$ .

Pour  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta = 0.58$ , on aura  $f_{bu} = 21.74 \text{ MPa}$ .



**Figure I-4 :** Diagramme contrainte- déformation du béton a l'ELU

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considéré.

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique : la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

L'état limite de service est l'état à la durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

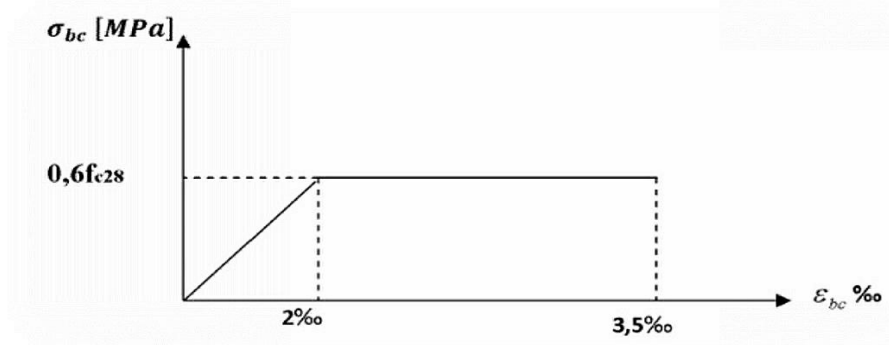
- Etat limite de déformation du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0.60 f_{c28} \quad (\text{Art 4.5, 2/ BAEL 91 modifié99})$$

D'où :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte illustrée par la figure suivante :



**Figure I-5** : diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

**e. Contrainte limite de cisaillement :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad (\text{Art A.5.1, 1/ BAEL 91 modifié99})$$

**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant dans la section étudiée (L'ELU).

**b** : La largeur de la section cisailée.

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

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissurations peu nuisibles :  $\tau_u = \min \{0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}\}$ .
- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\tau_u = \min \{0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{MPa}\}$ .

**f. Coefficient de poisson :**

Le coefficient de Poisson  $\nu$  est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \quad (\text{Art A.2.1.3 /BAEL91 modifié99})$$

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

### I.4.2.Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, la solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- **Les aciers à haute adhérence : FeE400 et FeE500** correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500(MPa).
- **Treillis soudé** : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type **TS520**.

#### a. Module de déformation longitudinale :

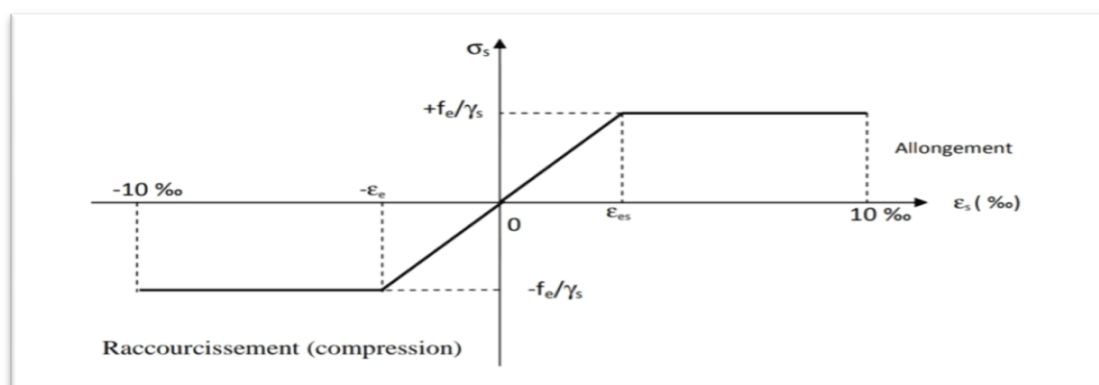
Sa valeur est constante, quel que soit la nuance de l'acier

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1,1/BAEL91 modifié 99})$$

#### b. Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure ci-dessous :



**Figure I-6 :** Diagramme contrainte déformation de l'acier a l'ELU

**c. Contraintes limites :****➤ Contrainte limite ultime :**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité tel que :

- $\gamma_s = 1.15 \rightarrow$  situation courante (Art A.4.3, 2 /BAEL91 modifié 99)
- $\gamma_s = 1 \rightarrow$  situation accidentelle

$\sigma_{st}=348$  MPa pour les HA

**➤ Contrainte limite de service :**

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

- Fissurations peu nuisibles : dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers. (Art A.4.5.32/BAEL91 modifié99)
- Fissurations préjudiciables : lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale a :
 
$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad (\text{Art A.4.5, 33/BAEL91 modifié99})$$
- Fissurations très préjudiciables : La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif (eau de mer) ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, on note :

$$\sigma_{st} = 0.8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad (\text{Art. A.4.5, 34 /BAEL91 modifié99})$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration

- $\eta=1.6$  pour les HA de diamètre  $\geq 6$ mm
- $\eta=1.3$  pour les HA de diamètre  $< 6$ mm

**d. Protection des armatures : (Art. A.7.2, 4 /BAEL91 modifié99)**

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur d'enrobage dépend des conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les prescriptions suivantes :

- $c \geq 5$  cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3$  cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1$  cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos. Dans notre structure, on prend un enrobage  $c=2$  cm.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons défini tous les éléments constituant notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction en respectant les règles du « **BAEL91 modifié99** » et le règlement parasismique algérien « **RPA99** ».



**Introduction :**

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux et avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par le dimensionnement des planchers, des poutres (principales et secondaires), des poteaux, et enfin des voiles; afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes pendant et après la réalisation. Pour cela, on prend comme référence des prescriptions réglementaires données par le **RPA 99 version 2003** le **BAEL 91 modifié 99** ainsi que le **DTR-B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitation).

**II.1. Pré dimensionnement des éléments :****II.1.1. Les planchers :****a. Plancher à corps creux :**

Ils seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée par un treillis soudé, reposant sur des poutrelles en béton armée placées suivant la petite portée pour réduire la flèche.

Les planchers assurent la transmission des charges aux différents éléments, et constituent une séparation entre les différents niveaux.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \quad \rightarrow \quad h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B 6.8, 423/BAEL91modifié99})$$

Avec:

- $L_{\max}$  : la portée libre maximale de la plus grande travée, dans le sens des poutrelles.
- $h_t$  : hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec :

$e_p$  : Épaisseur du corps creux.

$e_c$  : Épaisseur de la dalle de compression.

**Remarque :**

En premier temps, nous prendrons une section minimale de  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$  exigée par le **RPA 99(A7.4.1)** qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas :  $L_{\max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm}$

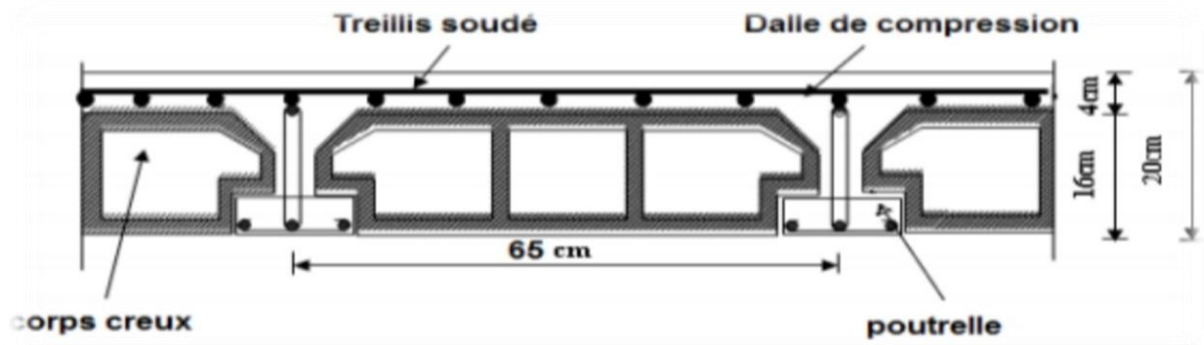
Donc :  $h_t = 395 / 22.5 = 17.56 \text{ cm}$ .



On opte pour un plancher (16+4) cm soit :

- L'épaisseur du corps creux : 16 cm.
- L'épaisseur de la dalle de compression : 4 cm.

Il sera valable pour tous les planchers.



**Figure II-1** : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

### b. Les dalles pleines :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation suivantes et des conditions d'appui.

#### 1. condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :  $e \geq \frac{L_0}{10}$

$L_0$  : portée libre.

$e$  : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas :  $L_0 = 1.20\text{m}$      $e_0 \geq \frac{1.20}{10} = 0.12\text{ m} = 12\text{ cm}$

On adoptera une épaisseur  $e_1 = 12\text{cm}$

#### 2. Résistance au feu :

$e = 7\text{ cm}$     →    pour une heure de coupe-feu.

$e = 11\text{ cm}$     →    pour deux heures de coupe-feu.

On admet que :     $e_2 = 11\text{ cm}$

### 3. Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, L'isolation acoustique(L) est proportionnelle au logarithme de la masse (M).

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieur à  $350\text{KG/m}^3$

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times E_p \geq 350\text{KG/m}^3 \rightarrow E_p \geq 14\text{cm}$$

### Conclusion :

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15 cm**.

## II.1.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

D'après **BAEL** les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- La hauteur :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$  (**Art A.4.14/ BAEL 91modifié99**)
- La largeur :  $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

Avec :

{	$L_{\max}$ : Longueur libre de la plus grande travée considérée
	$b$ : Largeur de la poutre
	$h_t$ : La hauteur de la poutre

De plus ces dimensions seront vérifiées suivent le règlement de (**RPA99 Art 7.5.1**)

- Largeur :  $b \geq 20 \text{ cm}$ .
- Hauteur :  $h \geq 30 \text{ cm}$ .
- $h/b \leq 4$ .

### a. Les poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses qui jouent le rôle d'appuis aux poutrelles. Éléments porteur horizontaux et linéaires faisant partie de l'ossature d'un plancher du bâtiment.

➤ **La hauteur :**

La section minimale exigée par le **RPA** pour un poteau en zone **IIa** est **(25×25) cm<sup>2</sup>**.

$$L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$$

$$\frac{415}{15} \leq ht \leq \frac{415}{10} \rightarrow 27.66 \text{ cm} \leq ht \leq 41.5 \text{ cm}$$

On prend : **ht = 40 cm**

➤ **La largeur :**

$$0.4 \times (40) \leq b \leq 0.7 \times (40) \rightarrow 1630 \text{ cm} \leq b \leq 2128 \text{ cm}$$

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

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi que la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de (**b = 30 cm**).

**b. Les poutres secondaires :**

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres principales.

➤ **La hauteur :**

$$L_{\max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm}$$

$$\frac{395}{15} \leq ht \leq \frac{395}{10} \rightarrow 26.33 \text{ cm} \leq ht \leq 39.5 \text{ cm}$$

On prend : **ht = 35 cm**.

➤ **La largeur :**

$$0.4 \times (35) \leq b \leq 0.7 \times (35) \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

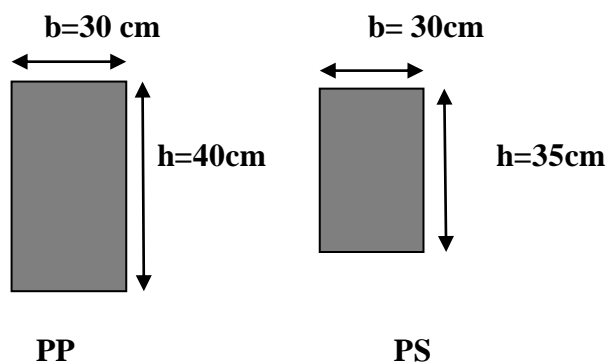
On prend : **b = 30 cm**.

condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.14	1.16	Vérifiée

**Tableau II-1:** Vérification des conditions exigées par le RPA

Les conditions sont vérifiées, alors les sections ( $b \times h$ ) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Poutres principales ( $30 \times 40$ )  $\text{cm}^2$ .
- Poutres secondaires ( $30 \times 35$ )  $\text{cm}^2$ .



**Figure II-2 :** Les dimensions des poutres principales et secondaires

### II.1.3. Les voiles:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés à assurer :

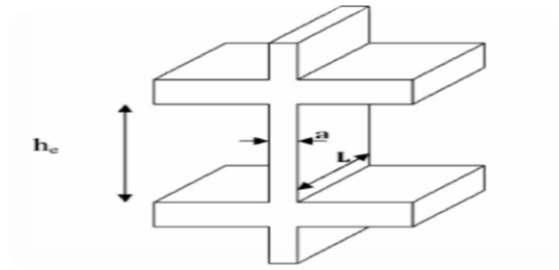
- La fonction de contreventement : assurer la stabilité de l'ouvrage, sous l'effet des charges horizontales.
- La fonction porteuse : reprendre une partie des charges verticales et les transmettre à la fondation.

D'après le **RPA99 version 2003** le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

#### a. L'épaisseur du voile :

Il n'est considéré comme voiles que les éléments satisfaisant la condition  $L \geq 4a$  selon **RPA 91 version 2003 (Art7.7.1)**. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des

éléments linéaires. Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage et des conditions de rigidité aux extrémités de plus l'épaisseur minimale est de 15 cm.



**Figure II-3** : Coupe verticale d'un voile

Avec :

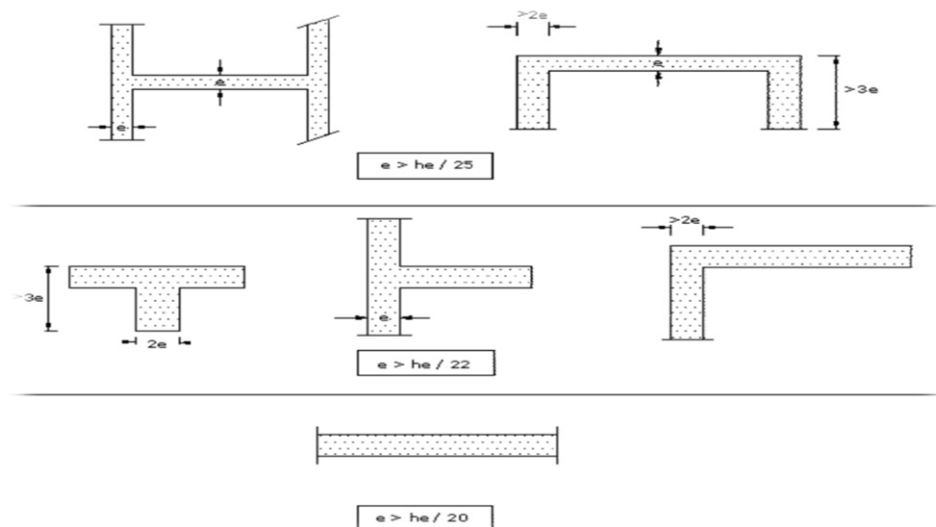
$L$  : Portée min des voiles.

$a$  : Epaisseur des voiles.

$h_e$  : La hauteur libre de l'étage  $h_e = h - e_p$

$h$  : hauteur d'étage.

$e_p$  : épaisseur du planche



**Figure II-4** : Les différents types des voiles

Dans notre cas :  $a \geq h_e / 20$

	RDC	Etages courant	Attique
$h$	408cm	306cm	270cm
$e_p$	20cm		
$h_e$	368cm	286cm	250cm
$a$	18.4cm	14.3cm	11.5cm

**Tableau II-2** : Détermination de l'épaisseur des voiles pour chaque étage

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

**b. Longueur minimale du voile: (vérification des exigences du RPA 99Art 7.7.1)**

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, leurs longueurs  $L$  doit satisfaire la condition suivante :  $L_{\min} \geq 4a$

$$L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour  $L = 1 \text{ m}$ .

On opte pour des voiles d'épaisseur  $a=20 \text{ cm}$  et d'une longueur minimale  $L_{\min} = 1\text{m}$ .

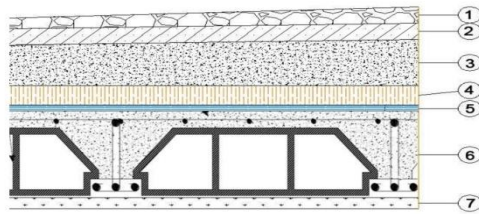
## II.2. les charges permanentes G :

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : les plafonds, les enduits et les revêtements.

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (**DTR B.C.2.2**).

### II.2.1. Les planchers :

#### a. Plancher terrasse inaccessible :

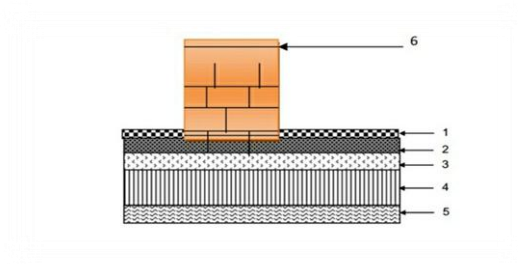


**Figure II-5 :** Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/cm <sup>3</sup> )	Poids surfacique / charge (KN /cm <sup>2</sup> )
1) Protection en gravillon roulés	0.05	17	0.85
2) Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3) Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
4) Isolation thermique au liège	0.04	4	0.16
5) Feuille de polyane	/	/	0.01
6) Plancher à corps creux	0.2	14	2.80
7) Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
La charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )			5.68

**Tableau II-3 :** Charges permanentes (G) plancher terrasse inaccessible

#### b. Plancher étages courant :



**Figure II-6 :** Plancher étages courants

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1) Mortier en carrelage	0.02	20	0.40
2) Mortier de pose	0.03	20	0.60
3) Couche de sable	0.03	18	0.54
4) Plancher en corps creux	0.2	14	2.8
5) Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6) Cloison intérieure	0.1	10	1
La charge permanente G (KN /m <sup>2</sup> )			5.54

**Tableau II-4 : Charges permanentes (G) plancher étage courant****c. Plancher dalles pleines :****Figure II-7 : Coupe verticale de la dalle pleine**

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids spécifique Charge (KN /m <sup>2</sup> )
1) Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2) Mortier de pose	0.02	20	0.40
3) Couche de sable	0.02	18	0.36
4) Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5) Mortier de ciment	0.02	10	0.2
Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )			5.11

**Tableau II-5 : Charge permanente (G) plancher dalle pleine**



## II.2.2. Les cloisons :

## a. Les cloisons extérieures :

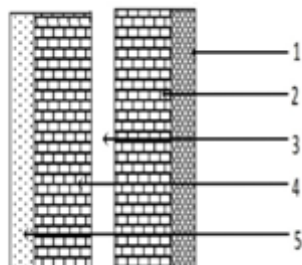


Figure II-8 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Poids spécifique charge (KN /m <sup>2</sup> )
1) Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2) Brique creuse intérieur	0.1	9	0.9
3) Enduit en plâtre	0.01	10	0.2
4) lame l'air	0.05	/	0
5) Brique creuse extérieur	0.1	9	0.9
Charge permanente KN/m <sup>2</sup> )			2.36

Tableau II-6 : Charge permanente (G) murs extérieurs

## b. Les cloisons intérieures :

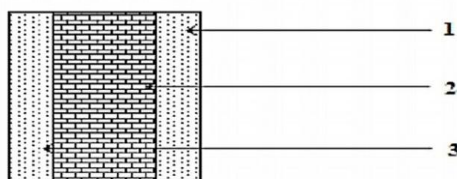


Figure II-9 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique charge (KN/m <sup>2</sup> )
1) Brique creuse	0.1	9	0.9
2) Mortier du ciment	0.02	20	0.2
3) Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
La charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )			1.3

Tableau II-7 : Charge permanente (G) murs intérieur

### II.2.3. La charge de l'acrotère :

Le poids propre :

$$G = \rho \times S$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1) / 2$$

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

$$G = 25 \times 0.0685$$

$$G = 1.71 \text{ KN/ml}$$

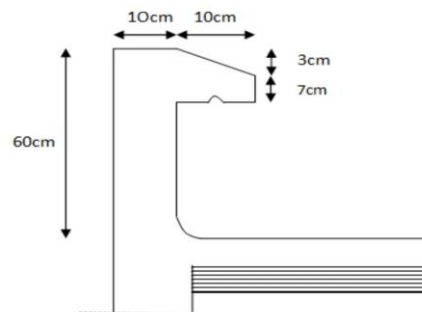


Figure II-10 : Coupe verticale de l'acrotère

### II.3. Les charges d'exploitation :

Comme nous l'avons déjà fait pour les charges permanentes nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux éléments déjà donnés.

Les surcharges d'exploitations sont données par le DTR comme suit :

L'élément	Surcharge Q (KN /m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher RDC à usage commercial	3.5
Plancher étage courant a usage d'habitation	1.5
Acrotère	1
Escalier	2.5
Balcon	3.5

**Tableau II-8 : Charges d'exploitation**

### II.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour les poutres.

Pour notre projet on va supposé les sections suivantes :

Niveau	Section des poteaux cm <sup>2</sup>
RDC ,1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	45×45
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	40×40
6 <sup>eme</sup> et l'attique	35×35

**Tableau II-9 : Les sections des poteaux**

#### a. Vérification relative au coffrage (RPA 99 version 2003 Art .7.4.1) :

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

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone de moyenne Sismicité (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b \times h) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b \times h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
45x45	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

**Tableau II-10:** Vérification des sections des poteaux selon le RPA

### b. Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Lorsque une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression ;il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie ) c'est les flambement .

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux u flambement consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

Avec :

$\lambda$  : élancement du poteau.

$L_f$ : longueur de flambement  $L_f = 0.7 L_0$

$L_0$ : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

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

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

$B$  : Section transversale du poteau ( $B = b \times h = b^2$ ).

$l_0$  : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{0.7 l_0 \sqrt{12}}{b} \rightarrow \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{l_0}{b}$$

$$\text{Donc : } \lambda = 2.42 \frac{l_0}{h}$$

Niveau	Lo(m)	b×h (cm <sup>2</sup> )	$\lambda = 2.42 l_0 / h$	$\lambda \leq 50$
RDC	4.08	45×45	21.94	Condition vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	3.06	45×45	16.46	Condition vérifiée
3 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	3.06	40×40	18.51	Condition vérifiée
6 <sup>eme</sup> étage	3.06	35×35	21.16	Condition vérifiée
L'attique	2.70	35×35	18.67	Condition vérifiée

**Tableau II-11 : Vérifications des poteaux au flambement**

Les conditions du RPA sont vérifiées, la section des poteaux est admissible. D'où les sections des poteaux adoptées sont :

Niveaux	RDC et 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup> et l'attique
Poteaux	(45×45) cm <sup>2</sup>	(40×40) cm <sup>2</sup>	(35×35) cm <sup>2</sup>

**Tableau II-12 : Récapitulatif des sections des poteaux**

**Conclusion :**

A ce niveau on a pré dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique.

Les différentes règles, loi de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

➤ **Les planchers :**

Hauteur du plancher  $h_t=20$  cm soit un plancher de  $(16+4)$  cm.

➤ **Les poutres :**

- Section des poutres principales  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .
- Section des poutres secondaires  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

➤ **Les poteaux :**

La section des poteaux est :

- RDC ou 2<sup>eme</sup> étage  $\rightarrow (45 \times 45) \text{ cm}^2$ .
- 3<sup>eme</sup> ou 5<sup>eme</sup> étage  $\rightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2$ .
- 6<sup>eme</sup> et l'attique  $\rightarrow (35 \times 35) \text{ cm}^2$ .

➤ **Les voiles :**

L'épaisseur des voiles  $e=20$  cm.

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



**Introduction :**

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolément étudié sous l'effort des seules charges qu'ils reviennent.

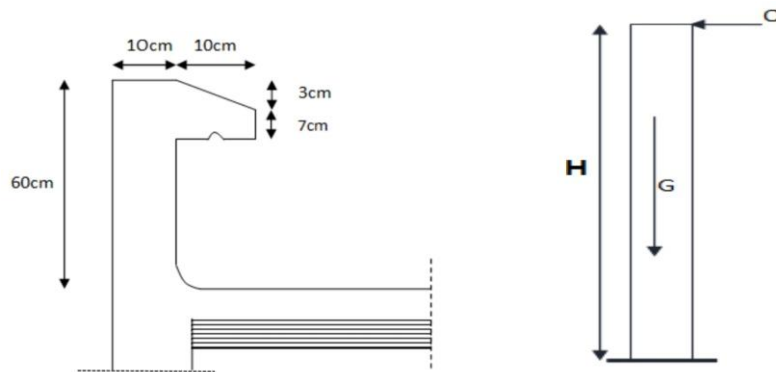
**III.1. L'acrotère :****III.1.1. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :**

La hauteur :  $H = 60\text{cm}$

L'épaisseur :  $h = 10\text{ cm}$

La surface :  $0,0685\text{ m}^2$

L'enrobage :  $c = c' = 3\text{ cm}$



**Figure III-1-1 :** Coupe transversale de l'acrotère

**III.1.2. Calcul de l'acrotère :**

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera assimilé à une console encastree dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort  $G$  du à son poids propre et à un effort latéral  $Q$  du à la main courante engendrant un moment de renversement  $M$  dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Les calculs se feront pour une bande de 1 m de largeur et le ferrailage sera déterminer en flexion composée.



**III.1.3.Déterminations des sollicitations :**

Poids propre de l'acrotère :  $G = \rho \times S$

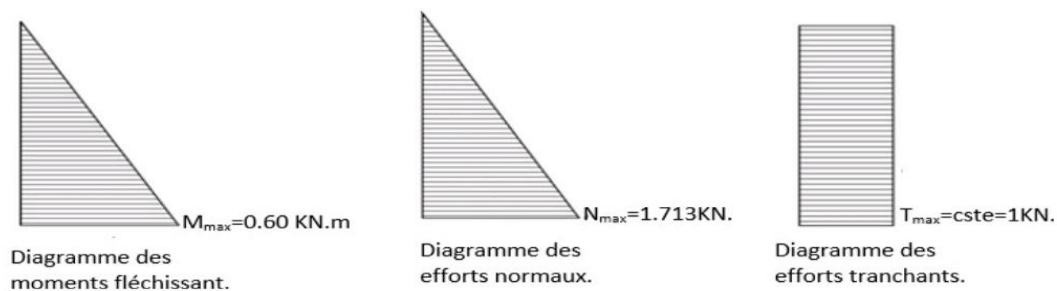
Avec :

$S$  : Section transversale

$\rho$ : Masse volumique du béton

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + ((0.03 \times 0.1)/2)] \times 25 = 1.713 \text{ KN/m}$$

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$
- Effort normal dus au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1 = 1,71 \text{ KN}$
- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1,00 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max du a la surcharge  $Q$  :  $M = Q \times H = 1 \times 0,60 = 0.60 \text{ KN.m}$



**Figure III-1-2 :** Schémas statique de moment fléchissant et de l'effort normal et de l'effort tranchant

**III.1.4.Combinaison des charges :**

a. A L'ELU combinaison est :  $1.35G + 1.5Q$  (BAEL)

- Effort normal dû à  $G$  :  $N_U = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.713 = 2.313 \text{ KN}$
- Moment de flexion dû à  $Q$  :  $M_U = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant :  $T_U = 1.5 \times T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

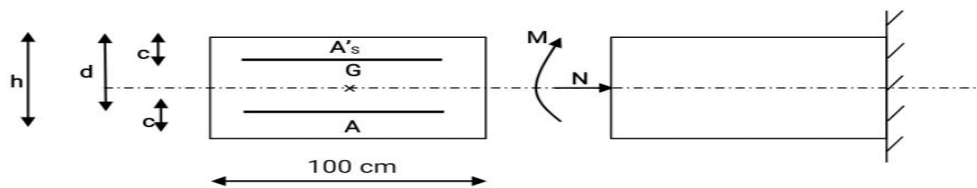
b. A L'ELS combinaison est :  $G + Q$  (BAEL)

- Effort Normal dû à  $G$  :  $N_S = N_G = 1,713 \text{ KN}$
- Moment de flexion dû à  $Q$  :  $M_S = M_Q = 0,60 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant :  $T_S = T_Q = 1 \text{ KN}$

### III.1.5. Ferrailage de l'acrotère à L'ELU :

#### a. Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable (l'acrotère étant exposé aux intempéries).
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.



**Figure III-1-3 :** Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée

#### b. Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.398\text{m} = 39.8\text{cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm}$$

$e_u > a = \frac{h}{2} - c \rightarrow$  Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec :

$M_u$  : moment du à la compression.

$N_u$  : effort de compression.

$C_p$  : centre de pression.

$e_u$  : excentricité.

$a$  : distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

$c$  : l'enrobage.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion sous l'effet du moment fictif «  $M_f$  », puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

**c. Calcul des armatures en flexion simple :****• Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

$$M_f = N_u \left[ e_u + \left( \frac{h}{2} - c \right) \right]$$

$$M_f = 2.313 \left[ 0.39 + \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right]$$

$$M_f = 0.948 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.948 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0136$$

$\mu_b < 0.392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .

$$\mu_b = 0.0136 \rightarrow \beta = 0.9935$$

**• Les armatures fictives (flexion simples) :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.14} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.9935$$

$$\text{Donc : } A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.948}{0.9935 \times 348 \times 70} 10^3 = 0.39 \text{ cm}^2$$

**• Les armatures réelles (flexion composé) :**

$$A_r = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

**III.1.6. Vérification à L'ELU :****a. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1BAEL91/Révisé99) :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique et capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_r \geq A_{\min}$

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - (0.455 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.713} = 0.35\text{m} = 35\text{cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \left[ \frac{35 - (0.445 \times 7)}{35 - (0.185 \times 7)} \right] = 0.80\text{cm}^2$$

$A_r = 0.32\text{m}^2 \leq A_{\min} = 0.8\text{ cm}^2 \rightarrow$  La condition n'est pas vérifiée donc le ferrailage se fera avec  $A_{\min}$

• **Armature principales :**

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adopte une section :

$$A_s = A_{\min} = 0.80\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4\text{HA8} \rightarrow A_s = 2.01\text{cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = \frac{4}{100} = 25\text{cm}$$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50\text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3\text{HA8} = 1.51\text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = 18\text{ cm}$$

**b. Vérification au cisaillement (Art 5.2.11/BAEL 99) :**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\} \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b d} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\} \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ (situation courante)} \\ V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5\text{KN} \end{array} \right.$$

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{1.5 \times 1000}{1000 \times 70} = 0.021\text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right\} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \right\} = 2.5\text{ MPA}$$

Donc :  $\tau_u = 0.021 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \rightarrow$  La condition est vérifiée.

Donc il n'y a pas risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**c. Vérification de l'adhérence dans les barres (Art 6.1.3BAEL 91/Modifié99) :**

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \\ \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres} \\ \sum U_i : n \pi \varphi = 3 \times 3,14 \times 0,8 = 7.536 \text{ cm} \end{cases}$$

- $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 7.536} = 0.32 \text{ MPA}$
- $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$  ( $\psi_s = 1.5$ : Barres de haute adhérence)

D'où :

$\tau_{se} = 0.32 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \rightarrow$  La condition est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

**d. Ancrage des barres (Art 6.1.23 BAEL 91 modifié99) :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit «  $L_s$  ».

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.82 \text{ MPA}$$

**e. Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42) :**

- **Armatures principales :**  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.
- **Armatures de répartition :**  $St = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

**III.1.7.Vérification a L'ELS :**

L'acrotère est un élément très expose aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier les conditions suivante :

**a. Vérification des contraintes dans l'acier :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$

Des aciers HA :  $\phi \geq 8 \text{ mm}$  et  $f_e E 400 \rightarrow \eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.66 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9155 \\ K_1 = 44.17 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0.0226 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.9115 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} = 46.58 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_s = 46.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Vérification des contraintes dans le béton (Art 452 /BAEL) :**

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

On a :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.9115 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} = 46.58 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.0226$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = K \sigma_{st} = 0.0226 \times 46.58 = 1.05 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99.Art6.2.3) :**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

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

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)

$$\rightarrow A=0.15 \text{ (Art4.2.3.tableau 4-1/RPA99)}$$

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

Dans notre cas  $C_p = 0.8$  (**Tableau 6-1/RPA99**)

$W_p$  = Poids propre de l'acrotère  $G = 1.713 \text{ kN/ml}$

D'où : 
$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.713 = 0.82 \text{ kN/ml}$$

**Conclusion :**

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

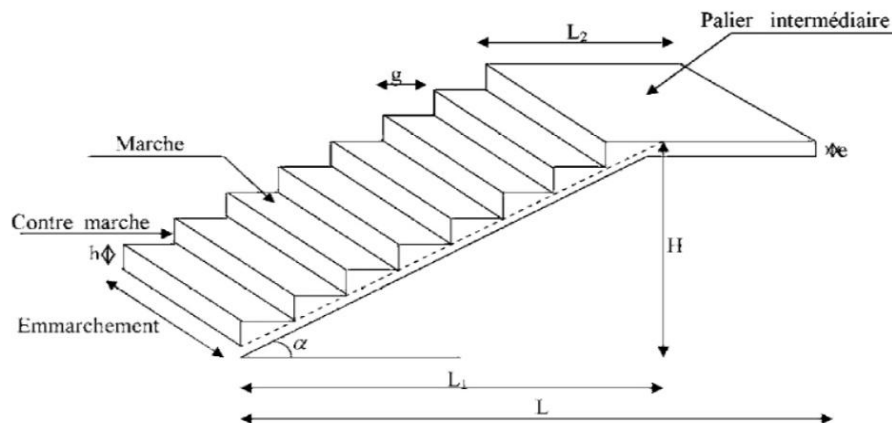
- **Armatures principales** :  $4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$ .
- **Armatures de répartition** :  $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

## III.2. Les escaliers :

### III.2.1. Terminologie :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des **DTU**, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.



**Figure III-2-1 : Les constituants d'un escalier**

Notions utilisées :

$h$  : Hauteur de la contre marche.

$g$  : Longueur de la marche.

$H$  : Hauteur de la volée.

$L$  : Longueur de la volée.

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche  $h$**  : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes  $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$ , jusqu'à  $22.5\text{ cm}$  pour les escaliers à usage technique ou privé.



- **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28cm au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :  $2h + g = 59$  à  $64$ .
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Notre bâtiment comporte deux types d'escalier :

- Pour le RDC on a un escalier avec deux volées non identiques avec un palier intermédiaire.
- Pour les étages courant on a un escalier avec deux volées identiques avec un palier intermédiaire en béton armé coulé sur place, donc le calcul se fera pour une seule volée.

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan :

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

$$14\text{cm} \leq g+2h \leq 18\text{cm}$$

### III.2.2. Escalier de RDC

#### III.2.2.1. Pré dimensionnement :

a. **Calcul de la hauteur de la contre marche :**

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On prend  $h$  égal à 17cm

b. **Calcul du nombre de contre marches :**

**Volée 1 :**

$$H=255\text{cm} \quad n = \frac{H}{h} = \frac{255}{17} = 15 \text{ contres marche}$$

**Volée 2 :**

$$H=153\text{cm} \quad n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contres marche}$$

**c. Calcul du nombre de marches :****Volée 1 :**

$$m = n - 1 = 15 - 1 = 14 \text{ marches.}$$

**Volée 2 :**

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

**d. Calcul du giron :**

$$\text{On a:} \quad 59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \quad \rightarrow \quad 25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

On prend  $g=27\text{cm}$  pour les deux volée

**e. Vérification de la relation de BLONDEL :**

On doit vérifiée que :

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

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On a  $h = 17 \text{ cm}$

$$59 \leq 27 + (2 \times 17) = 61 \leq 66 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les relations de **BLONDEL** sont vérifiées.

**f. La paillasse :**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

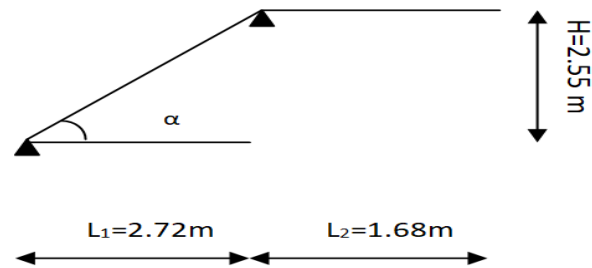
L'épaisseur de la paillasse ( $e_p$ ) doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$L_0$  : La longueur totale entre nus d'appuis.

**Volée 1 :**



**Figure III-2-2 :** Schéma de la première volée d'escalier de RDC

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{255}{395} = 0.64$$

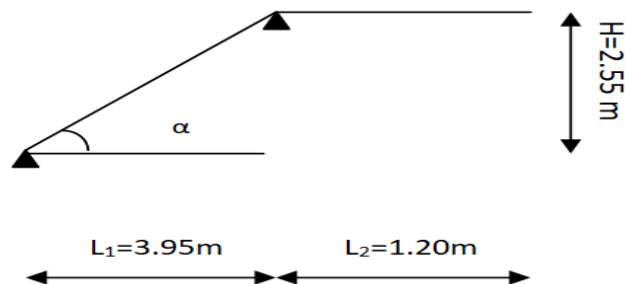
$$\text{D'où : } \alpha = \arctan(0.64) = 32.61^\circ$$

$$\text{Donc : } L_0 = \frac{395}{\cos(32.61)} + 120 = 588 \text{ cm}$$

$$\frac{L_0}{30} = \frac{588}{30} = 19.6 \text{ cm} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} = \frac{588}{20} = 29.4 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 19.6 \text{ cm} \leq e_p \leq 29.4 \text{ cm}$$

On prend  $e_{\text{paillasse}} = 20 \text{ cm}$ .

**Volée 2 :**



**Figure III-2-3:** Schéma de la deuxième volée d'escalier de RDC

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{153}{272} = 0.56$$

D'où :  $\alpha = \arctan(0.56) = 29.35^\circ$

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

Donc :

$$L_0 = \frac{272}{\cos(29.35)} + 168 = 480 \text{ cm}$$

$$\frac{L_0}{30} = \frac{480}{30} = 16 \text{ cm} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} = \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 16 \text{ cm} \leq e_p \leq 24 \text{ cm}$$

On prend  $e_{\text{paillasse}} = 20 \text{ cm}$

**g. Le palier :**

On prend la même épaisseur pour le palier  $e_{\text{palier}} = 20 \text{ cm}$ .

### III.2.2.2 Détermination des charges et surcharge :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

**a. Charge permanente et charge d'exploitation :**

Selon le **(DTR B.C.2-2)** pour une construction à usage de service ou d'habitation la surcharge d'exploitation est  $Q = 2,5 \text{ KN/m}$ .

➤ **Le palier :**

Elément	Poids propre (KN/m)	
Poids propre de la dalle	$25 \times 0.2 \times 1$	5
Sable	$18 \times 0.02 \times 1$	0.36
Mortier	$20 \times 0.02 \times 1$	0.4
Carrelage	$22 \times 0.02 \times 1$	0.44
Enduit de plâtre	$10 \times 0.02 \times 1$	0.2
Le poids du garde corps	$0.02 \times 1$	0.2
La charge permanente	$G_{\text{palier}} = 6.6$	
La charge d'exploitation	$Q_{\text{palier}} = 2.5$	

**Tableau III-2-1 : La charge revenant au palier**

## ➤ La paillasse :

Elément	Le poids propre (KN/m)	
Poids propre de la paillasse	$25\left(\frac{e_p}{\cos(\alpha^\circ)}\right)=25\left(\frac{0.2}{\cos 33.04}\right)$	5.96
Poids propre des marches	$25\left(\frac{h}{2}\right)=25\left(\frac{0.17}{2}\right)$	2.125
Carrelage	$20 \times 0.02 \times 1$	0.4
Mortier de pose	$20 \times 0.03 \times 1$	0.6
Lit de sable	$18 \times 0.03 \times 1$	0.54
Enduit de ciment	$10 \times 0.02 \times 1$	0.2
Poids propre du garde corps	$0.02 \times 1$	0.2
La charge permanente	$G_{\text{paillasse}}=10.03$	
La charge d'exploitation	$Q_{\text{paillasse}}=2.5$	

Tableau III-2-2 : La charge revenant a la volée

## III.2.2.3 Calcul des efforts internes:

## a. La combinaison des charges :

	ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} [\text{KN/m}]$	ELS : $q_s = (G + Q) \times 1\text{m} [\text{KN/m}]$
Le palier	$q_u^{\text{palier}} = [(1.35 \times 6.6) + (1.5 \times 2.5)] \times 1\text{m} = 12.66$	$q_s^{\text{palier}} = (6.6 + 2.5) \times 1\text{m} = 9.1$
La paillasse	$q_u^{\text{paillasse}} = [(1.35 \times 10.03) + (1.5 \times 2.5)] \times 1\text{m} = 17.29$	$q_s^{\text{paillasse}} = (10.03 + 2.5) \times 1\text{m} = 12.53$

Tableau III-2-3 : Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS

## III.2.2.4 Calcul à l'ELU :

## a. Le schéma statique

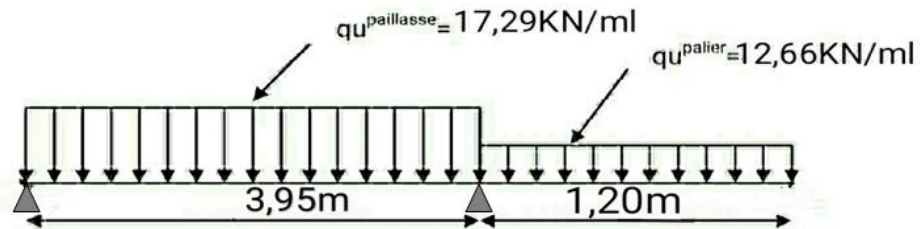


Figure III-2-4 : Schéma statique de calcul à l'ELU

## b. Calcul des réactions d'appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B - 17,29 \times 3,95 - 12,66 \times 1,20 = R_A + R_B - 83,48 \\ \sum M_A = 0 \rightarrow \frac{17,29 \times 3,95^2}{2} + [12,66 \times 1,20 \left( \frac{1,20}{2} + 3,95 \right)] = 3,95 R_B \end{array} \right.$$

D'où:

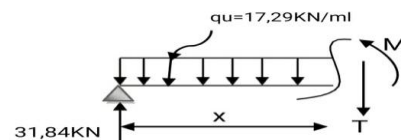
$$\begin{cases} R_A = 31,84 \text{ kN} \\ R_B = 51,64 \text{ kN} \end{cases}$$

## c. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0,00\text{m} \leq x \leq 3,95\text{m}$  :

L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x) = -17,29 x + 31,84$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \\ \text{Pour } x = 3,95 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = 31,84 \text{ kN} \\ T(x=3,95) = -36,45 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_Z(x) = -8.64x^2 + 31.84x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour : } x=0 \text{ m} \\ \text{Pour : } x=3.95 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_Z(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M_Z(x=3.95) = -9.03 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Le moment maximum :

$$\text{Quand } T=0 \rightarrow M_Z = M_{Z\max}$$

$$\frac{dM_Z(x)}{dx} = 0 \rightarrow -17.29x + 31.84 = 0$$

$$X_{tm} = \frac{31.84}{17.29} = 1.84 \text{ m}$$

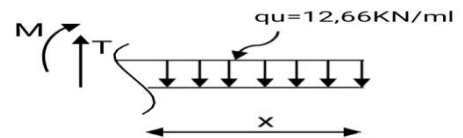
$$\text{Le moment est max pour : } X_{tm} = 1.84 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_{Z\max} = M_Z(X_{tm}=1.84\text{m}) = 29.33 \text{ KN.m}$$

➤ **2<sup>ème</sup> tronçon :  $0.00\text{m} \leq x \leq 1.20\text{m}$  :**

L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x) = -12.66x$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour : } x=0\text{m} \\ \text{Pour : } x=1.20 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = 0 \text{ KN} \\ T(x=1.2) = 15.20 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_Z(x) = -6.33x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour : } x=0\text{m} \\ \text{Pour : } x=1.20\text{m} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_Z(x=0) = 0 \text{ KN.M} \\ M_Z(x=1.2) = -9.11 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suit:

- **Aux appuis:**  $M_{ua} = -0,5 M_{Zmax} = -0,5 \times 29.33 = -14.66 \text{ KN.m.}$
- **En travées :**  $M_{ut} = 0,85 M_{Zmax} = 0,85 \times 29.33 = 24.93 \text{ KN.m.}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



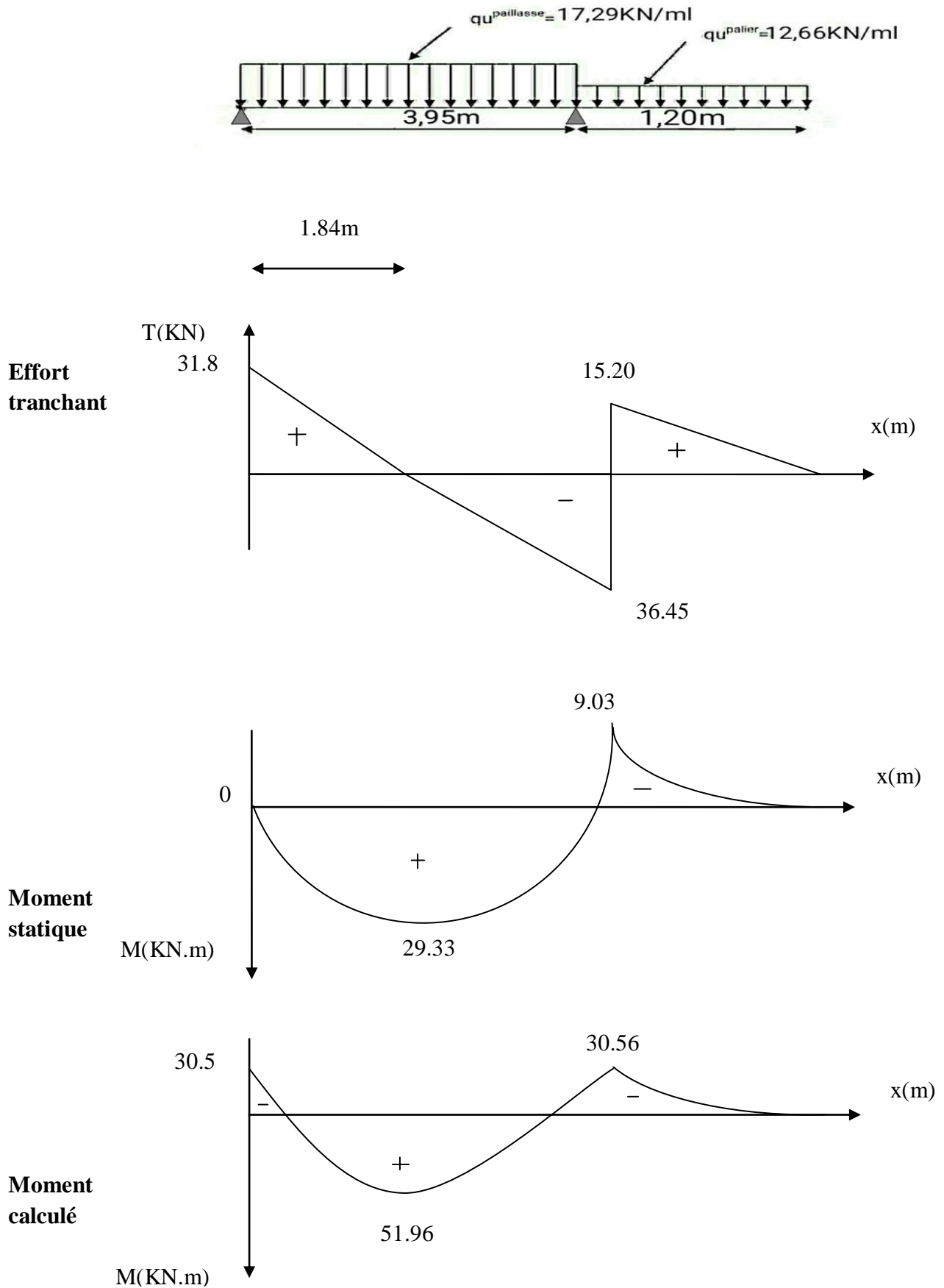


Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

**d. Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

**➤ Aux appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{llll} M_{ua} = -14.66 \text{ KN.m} \\ h = 20 \text{ cm} & c = 2 \text{ cm} & b = 100 \text{ cm} & d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm} \\ \gamma_b = 1.5 & \gamma_{st} = 1.15 & \gamma_{st} = 348 \text{ MPa} & \text{Fe400} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} & f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} & f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.66 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.032 \leq 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.032 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_{au}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.66 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 348} = 2.38 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA12/ml  $A_a = 4.52 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$

**Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10/ml  $A_b = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$

**• En travées :**

$$M_{tu} = 24.93 \text{ KN.m}$$

**Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24.93 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.054 \leq 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.054 \rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24.93 \times 10^3}{0.972 \times 18 \times 348} = 4.09 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA12/ml  $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

**Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10/ml  $A_r = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

### III.2.2.5 Vérification à l'ELU :

#### a. Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales :**  $St < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$ 
  - Aux appuis :**  $St = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée
  - En travées :**  $St = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée
- **Armatures de répartitions :**  $St < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\}$ 
  - Aux appuis :**  $st = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée
  - En travées :**  $St = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée

#### b. Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**  $A_a = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.
- **En travées :**  $A_t = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

**c. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_{max} = 31.84 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{31.84 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.1768 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.1768 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$  donc il n'y a pas risque de cisaillement.

**d. Condition d'adhérence et d'entraînement des barres :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \psi_s = 1.5 \text{ (Pour les aciers HA)}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.84 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.7} = 1.30 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.30 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque d'entraînement des barres.}$$

**e. L'ancrage des armatures :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré le BAEL (Art A.6.1.253) propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement dont la longueur d'ancrage est fixée à : **0.4L<sub>s</sub>**

$$L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.92 \text{ cm}$$

**f. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

• **Influence sur le béton (Art A.5.4.321 /BAEL91) :**

Il faut vérifier que :  $T_{u\max} = 31.84 \text{ kN} < V_u$

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.162 \times 1}{1.5} = 1080 \text{ kN}$$

$$T_{u\max} = 31.84 \text{ kN} < V_u = 1080 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Influence sur les aciers :( Art A.5.4.321 /BAEL91) :**

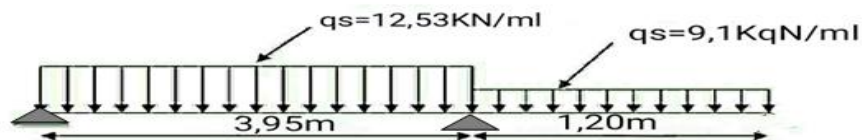
$$\text{On doit vérifier que : } A_a = 4.52 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_b}{f_e} \left( T_{u\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$\frac{1.15}{400} \left( 31.84 + \frac{14.66 \times 10^3}{0.9 \times 18} \right) = 2.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_a = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 2.69 \text{ cm}^2$$

### III.2.2.6 Calcul à l'ELS :

**a. Schéma statique :**



**Figure III-2-5 : Schéma statique de calcul à l'ELS**

**b. Calcul des réactions d'appuis :**

$$\begin{cases} \sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B = (12.53 \times 3.95) + (9.1 \times 1.20) = 60.41 \text{ KN} \\ \sum M_A = 0 \rightarrow \left(12.53 \times \frac{3.95^2}{2}\right) + \left[(9.1 \times 1.20) \times \left(3.95 + \frac{1.20}{2}\right)\right] = 3.95 R_B \end{cases}$$

D'où:

$$\begin{cases} R_A = 23.08 \text{ KN} \\ R_B = 37.33 \text{ KN} \end{cases}$$

**c. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0.00 \text{ m} \leq x \leq 3.95 \text{ m}$

L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x) = -12.53X + 23.08$$

$$\begin{cases} \text{Pour : } x=0\text{m} \\ \text{Pour : } x=3.95\text{m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T(x=0) = 23.08 \text{ KN} \\ T(x=3.95) = -26.41 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M(x) = -6.27X^2 + 23.08X$$

$$\begin{cases} \text{Pour : } x=0\text{m} \\ \text{Pour : } x=3.95\text{m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_Z(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M_Z(x=3.95) = -6.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**1) Le moment maximum :**

$$\text{Quand } T=0 \rightarrow M_Z = M_{Z\max}$$

$$\frac{dM_Z(x)}{dx} = 0 \rightarrow -12.53x + 23.08 = 0$$

$$X_{tm} = \frac{23.08}{12.53} = 1.84m$$

Le moment est max pour :  $X_{tm}=1.84m$

Donc :  $M_{Zmax} = M_Z(X_{tm}=1.84m)=21.23KN.m$

- **2<sup>ème</sup> tronçon :  $0.00m \leq x \leq 1.20m$**

L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x)=9.1X$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour : } x=0m \\ \text{Pour : } x=1.20m \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T(x=0)=0KN \\ T(x=1.20)= 10.92KN \end{array} \right.$$

Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M(x)=- 4.55 X^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour : } x=0m \\ \text{Pour : } x=1.20m \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_Z(x=0)=0KN.m \\ M_Z(x=1.20)=- 6.60KN.m \end{array} \right.$$

### Remarque :

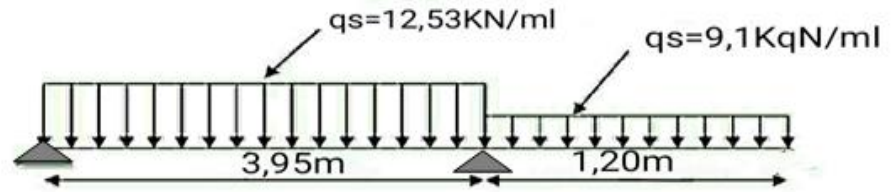
Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suit:

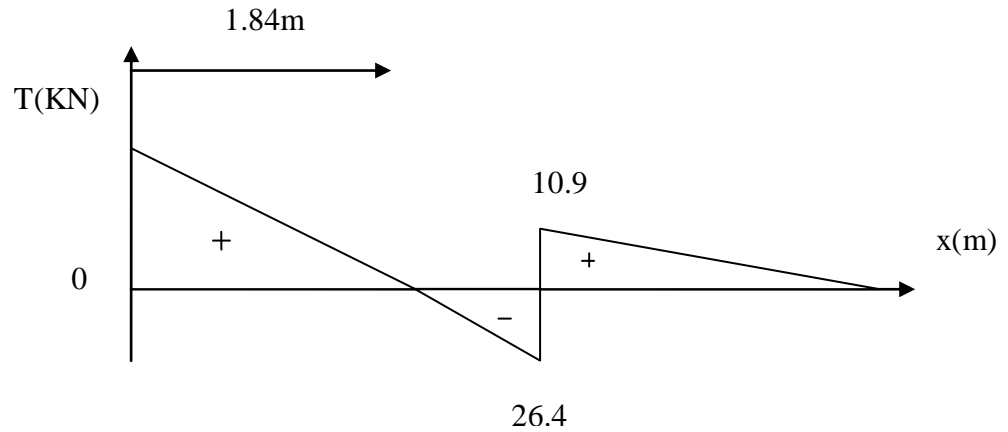
**Aux appuis:**  $M_{sa} = - 0,5 M_{ZMAX} = - 0,5 \times 21.23 = -10.62 KN.m.$

**En travées :**  $M_{st} = 0,85 M_{ZMAX} = 0,85 \times 21.23 = 18.04 KN.m.$

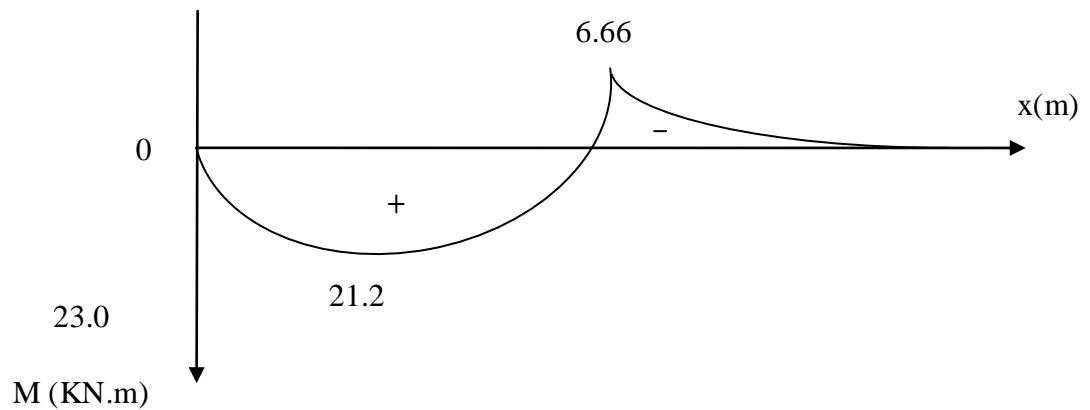
Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



**Effort  
tranchant**



**Moment  
isostatique**



**Moment  
calculé**

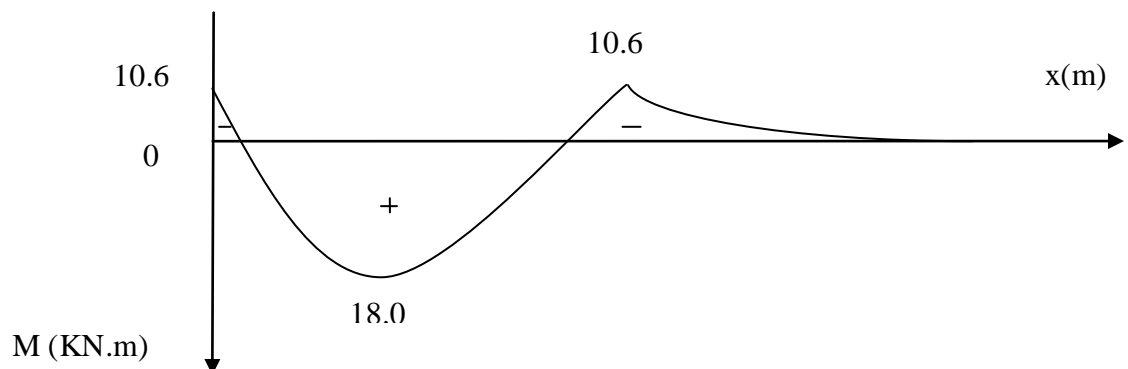


Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS



**III.2.2.7 Vérification à l'ELS :****a. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers (Art. A.4.5.2 /BAEL91) :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \end{array} \right.$$

- En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 180} = 0.026$$

$$\rho_1 = 0.026 \quad \rightarrow \quad \text{Après interpolation on trouve} \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 146.3 \\ \beta_1 = 0.969 \end{array} \right.$$

**La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{18.04 \times 10^3}{0.969 \times 18 \times 4.52} = 228.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**La contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{228.82}{146.3} = 1.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 180} = 0.026$$

$$\rho_1 = 0.026 \quad \rightarrow \quad \text{Après interpolation on trouve} \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 163.6 \\ \beta_1 = 0.972 \end{array} \right.$$

- b. La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{10.62 \times 10^3}{0.972 \times 18 \times 4.52} = 134.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**c. La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{134.29}{163.6} = 0.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.2.2.8 Vérification de la flèche (Art.6.5, 2 / BAEL 91) :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{20}{515} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La 1<sup>ère</sup> conditions non vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche.

**a. Calcul de la flèche :**

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{515}{500} = 1.03 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{max} L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f : \text{La flèche admissible.} \\ E_v : \text{module de déformation différée ( } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818865 \text{ MPa )} \\ I : \text{moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section} \\ V_1 : \text{Position de l'axe neutre } V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \end{array} \right.$$

**b. Calcul de la section homogénéisée :**

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 100 \times 20 + 15 \times 4.52 = 2067.8 \text{ cm}^2$$

**c. Moment statique de la section homogénéisée :**

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18 = 21220.4 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21220.4}{2067.8} = 10.26 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.74 \text{ cm}$$

**d. Moment d'inertie totale de la section homogénéisée :**

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_1 - c)^2 = \frac{100}{3}(10.26^3 + 9.74^3) + 15 \times 4.52(10.26 - 2)^2 = 71427.69 \text{ cm}^4$$

**e. La flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{12.53 \times 10^3 \times (515)^4}{10818865 \times 10^2 \times 71427.69} = 0.148 \text{ cm}$$

D'où :  $f = 0.148 < \bar{f} = 1.014 \rightarrow$  Condition vérifiée.

Donc : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**Conclusion :**

Le ferrailage de l'escalier de RDC est comme suit :

**Aux appuis :**

- **Armatures principales :** 4HA12 ( $A_a=4.52\text{cm}^2$ ) avec un espacement  $St=25\text{cm}$ .
- **Armatures de répartition :** 4HA10 ( $A_r=3.14\text{cm}^2$ ) avec un espacement  $St=25\text{cm}$ .

**En travée :**

- **Armatures principales :** 4HA12 ( $A_a=4.52\text{cm}^2$ ) avec un espacement  $St=25 \text{ cm}$ .
- **Armatures de répartition :** 4HA10 ( $A_r=3.14\text{cm}^2$ ) avec un espacement  $St=25 \text{ cm}$ .

**III.2.3.Escalier des étages courants :****III.2.3.1.Pré dimensionnement :****a. Calcul de la hauteur de la contre marche :**

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On prend h égal à 17cm

**b. Calcul du nombre de contre marches :**

$$H=153\text{cm} \quad n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches.}$$

**c. Calcul du nombre de marches :**

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

**d. Calcul du giron :**

$$\text{On a:} \quad 59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \quad \rightarrow \quad 25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

On prend  $g=27\text{cm}$

**e. Vérification de la relation de BLONDEL :**

On doit vérifiée que :

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

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On a  $h = 17 \text{ cm}$

$$59 \leq 27 + (2 \times 17) = 61 \leq 66 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les relations de **BLONDEL** sont vérifiées.

**f. La paillasse :**

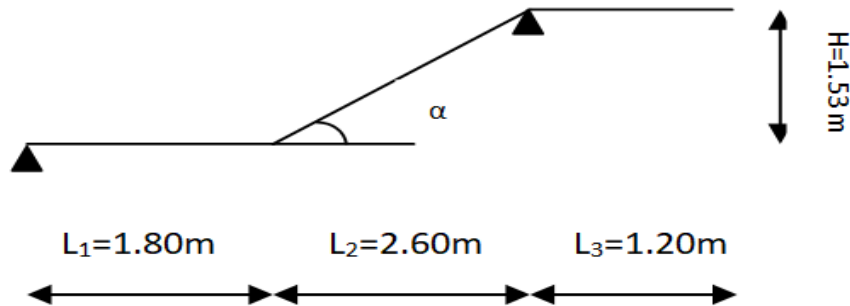
Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

L'épaisseur de la paillasse ( $e_p$ ) doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$L_0$  : La longueur totale entre nus d'appuis.



**Figure III-2-6 : Schéma d'escalier d'étage courant**

$$L_0 = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{153}{260} = 0.58$$

$$\text{D'où : } \alpha = \arctan(0.58) = 30.47^\circ$$

$$\text{Donc : } L_0 = 180 + \frac{260}{\cos(30.47)} + 120 = 561 \text{ cm}$$

$$\frac{L_0}{30} = \frac{561}{30} = 18.7 \text{ cm} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} = \frac{561}{20} = 28.05 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 18.7 \text{ cm} \leq e_p \leq 28.05 \text{ cm}$$

On prend  $e_{\text{paillasse}} = 20 \text{ cm}$

#### **g. Le palier :**

On prend la même épaisseur pour le palier  $e_{\text{palier}} = 20 \text{ cm}$ .

### **III.2.3.2. Détermination des charges et surcharge :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

#### **a. Charge permanente et charge d'exploitation :**

Selon le (DTR B.C.2-2) pour une construction à usage de service ou d'habitation la surcharge d'exploitation est  $Q = 2,5 \text{ kN/m}$ .

- Le palier :

Elément	Poids propre (KN/m)	
Poids propre de la dalle	$25 \times 0.20 \times 1$	5
Sable	$18 \times 0.02 \times 1$	0.36
Mortier	$20 \times 0.02 \times 1$	0.4
Carrelage	$22 \times 0.02 \times 1$	0.44
Enduit de plâtre	$10 \times 0.02 \times 1$	0.2
Le poids du garde corps	$0.02 \times 1$	0.2
La charge permanente	$G_{\text{palier}} = 6.6$	
La charge d'exploitation	$Q_{\text{palier}} = 2.5$	

Tableau III-2-4 : La charge revenant au palier

- La paillasse :

Elément	Le poids propre (KN/m)	
Poids propre de la paillasse	$25 \left( \frac{e_p}{\cos(\alpha^\circ)} \right) = 25 \left( \frac{0.20}{\cos 30.47} \right)$	5.8
Poids propre des marches	$25 \left( \frac{h}{2} \right) = 25 \left( \frac{0.17}{2} \right) = 0.085$	2.125
Carrelage	$20 \times 0.02 \times 1$	0.4
Mortier de pose	$20 \times 0.03 \times 1$	0.6
Lit de sable	$18 \times 0.03 \times 1$	0.54
Enduit de ciment	$10 \times 0.02 \times 1$	0.2
Poids propre du garde corps	$0.02 \times 1$	0.2
La charge permanente	$G_{\text{paillasse}} = 9.86$	
La charge d'exploitation	$Q_{\text{paillasse}} = 2.5$	

Tableau III-2-5 : La charge revenant a la volée

### III.2.3.3 Calcul des efforts internes:

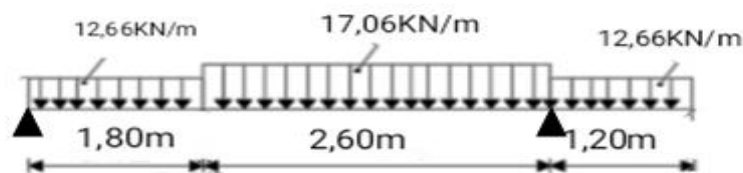
#### a. La combinaison des charges :

	ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1m$ [KN/m]	ELS : $q_s = (G + Q) \times 1m$ [KN/m]
Le palier	$q_u^{\text{palier}} = [(1.35 \times 6.6) + (1.5 \times 2.5)] \times 1m = 12.66$	$q_s^{\text{palier}} = (6.6 + 2.5) \times 1m = 9.1$
La paillasse	$q_u^{\text{paillasse}} = [(1.35 \times 9.86) + (1.5 \times 2.5)] \times 1m = 17.06$	$q_s^{\text{paillasse}} = (9.86 + 2.5) \times 1m = 12.36$

**Tableau III-2-6 :** Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS

### III.2.3.4 Calcul à l'ELU :

#### a. Le schéma statique :



**Figure III-2-7 :** Schéma statique de calcul à l'ELU

#### b. Calcul des réactions d'appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B - (12.66 \times 1.80) - (17.06 \times 2.60) - (12.66 \times 1.20) = 0 \\ \sum M_A = 0 \rightarrow \left( 12.66 \times \frac{1.8^2}{2} \right) + 17.06 \times 2.6 \left( \left[ \frac{2.6}{2} \right] + 1.80 \right) + (12.66 \times 1.20 \left( \frac{1.20}{2} + 4.4 \right)) = 4.4 R_B \end{array} \right.$$

D'où:

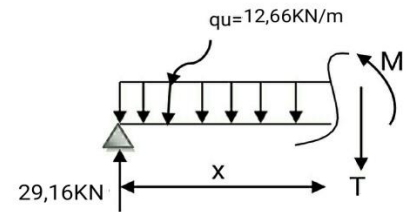
$$\begin{cases} R_A = 29.16 \text{ kN} \\ R_B = 53.18 \text{ kN} \end{cases}$$

## c. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0.00\text{m} \leq x \leq 1.80\text{m}$  :

L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x) = -12.66x + 29.16$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour : } x=0 \text{ m} \\ \text{Pour } x=1.80 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = 29.16\text{KN} \\ T(x=1.80) = 6.37 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

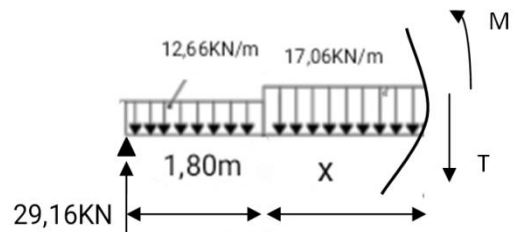
$$M_Z(x) = -6.33 x^2 + 29.16x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour : } x=0 \text{ m} \\ \text{Pour : } x=1.80 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_Z(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M_Z(x=1.80) = 32 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- 2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.80\text{m} \leq x \leq 4.40\text{m}$  :

L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x) = -17.06 x + 6.38$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour : } x=0\text{m} \\ \text{Pour : } x=2.60\text{m} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T(x=0) = 6.38\text{KN} \\ T(x=2.6) = -37.98\text{KN} \end{array} \right.$$



Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_Z(x) = -8.53 x^2 + 6.38 x + 31.98$$

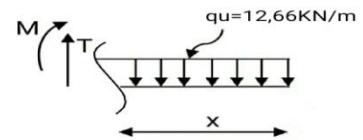
$$\begin{cases} \text{Pour : } x=0 \text{ m} \\ \text{Pour : } x=2.60 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_Z(x=0) = 31.98 \text{ KN.m} \\ M_Z(x=2.60) = -9.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**b. 3<sup>ème</sup> tronçon :  $0.00\text{m} \leq x \leq 1.20\text{m}$  :**

L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x) = 12.66 x$$



$$\begin{cases} \text{Pour : } x=0\text{m} \\ \text{Pour : } x=1.20\text{m} \end{cases}$$

→

$$\begin{cases} T(x=0) = 0 \text{ KN} \\ T(x=1.20) = 15.19 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_Z(x) = -6.33 x^2$$

$$\begin{cases} \text{Pour : } x=0 \text{ m} \\ \text{Pour : } x=1.20 \text{ m} \end{cases}$$

→

$$\begin{cases} M_Z(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M_Z(x=1.20) = -9.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suit:

- **Aux appuis:**  $M_{ua} = -0,5 M_{Zmax} = -0,5 \times 32 = -16 \text{ KN.m.}$
- **En travées :**  $M_{ut} = 0,85 M_{Zmax} = 0,85 \times 32 = 27.2 \text{ KN.m.}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

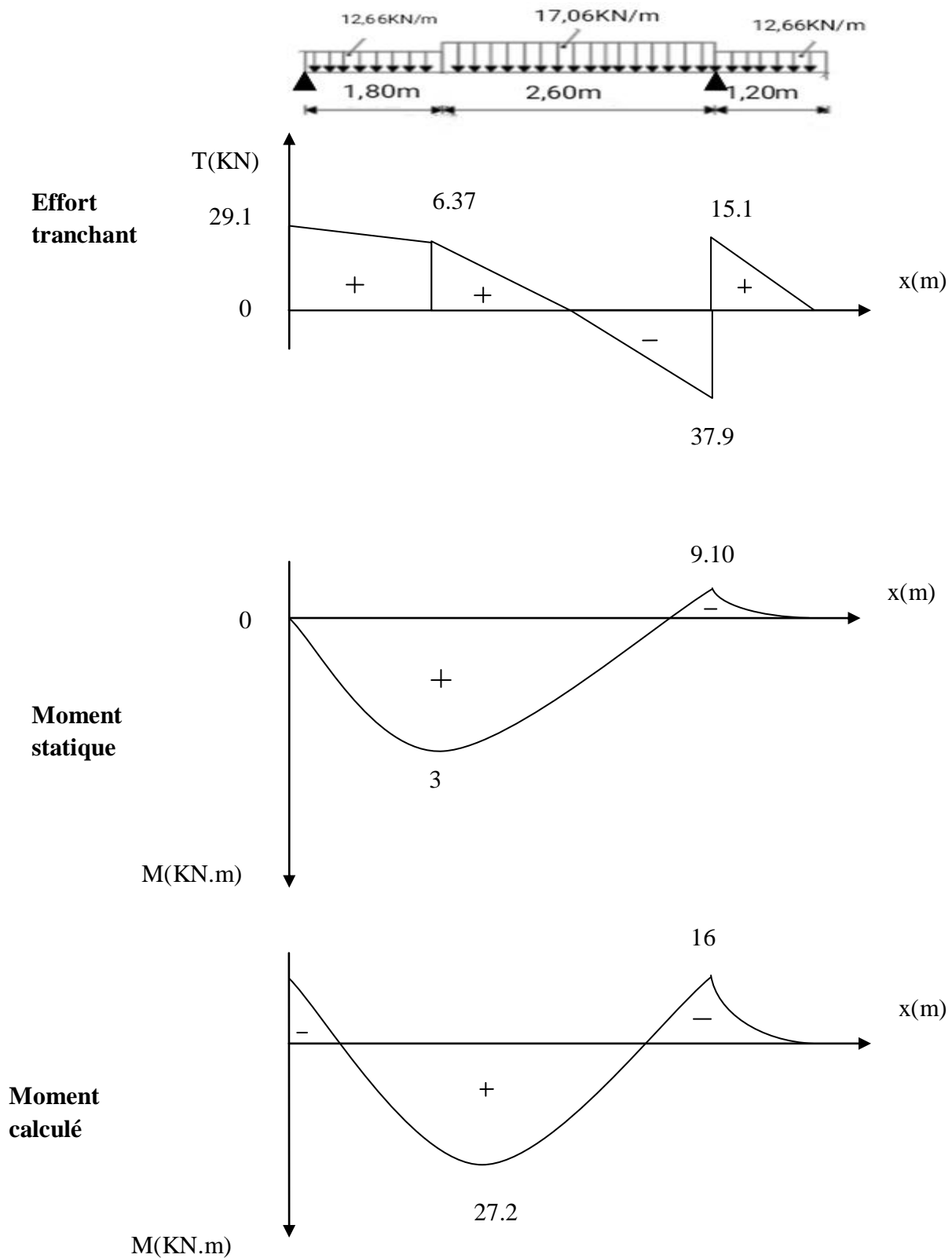


Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

**c. Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

**➤ Aux appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{llll} \bullet & M_{ua} = -16 \text{ KN.m} & & \\ \bullet & h = 20 \text{ cm} & c = 2 \text{ cm} & b = 100 \text{ cm} \quad d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm} \\ \bullet & \gamma_b = 1.5 & \gamma_{st} = 1.15 & \gamma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Fe400} \\ \bullet & f_{c28} = 25 \text{ MPa} & f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} & f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.034 \leq 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.034 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{M_{au}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16 \times 10^3}{0.983 \times 18 \times 348} = 2.59 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA12/ml  $A_a = 4.52 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$

**Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10/ml  $A_b = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$

**• En travées :**

$$M_{tu} = 27.2 \text{ KN.m}$$

**Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{27.2 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.060 \leq 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.060 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.969$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27.2 \times 10^3}{0.969 \times 18 \times 348} = 4.48 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA12/ml  $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

#### Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10/ml  $A_r = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

### III.2.3.5 Vérification à l'ELU :

#### a. Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales :**  $St < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$ 
  - **Aux appuis :**  $St = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée
  - **En travées :**  $St = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée
- **Armatures de répartitions :**  $St < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\}$ 
  - **Aux appuis :**  $st = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée
  - **En travées :**  $St = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée

#### b. Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**  $A_{ad}=4HA12=4.52\text{cm}^2 > 2.17\text{cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.
- **En travées :**  $A_{ad}=4HA12=4.52\text{cm}^2 > 2.17\text{cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

**c. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

$$V_{max} = 37.98\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{37.98 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.211\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.211\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$  donc il n'y a pas risque de cisaillement.

**d. Condition d'adhérence et d'entraînement des barres :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$

Avec :  $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$   $\psi_s = 1.5$  (Pour les aciers HA)

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07\text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37.98 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 15.07} = 1.55\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 1.55 < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres.

**e. L'ancrage des armatures :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec :  $\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32\text{cm}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré le BAEL (Art A.6.1.253) propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement dont la longueur d'ancrage est fixée à : **0.4L<sub>s</sub>**

$$L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$$

**f. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

• **Influence sur le béton (Art A.5.4.321 /BAEL91) :**

Il faut vérifier que :  $T_{u\max} = 37.98 \text{ KN} < V_u$

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.162 \times 1}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = 37.98 \text{ KN} < V_u = 1080 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Influence sur les aciers :( Art A.5.4.321 /BAEL91) :**

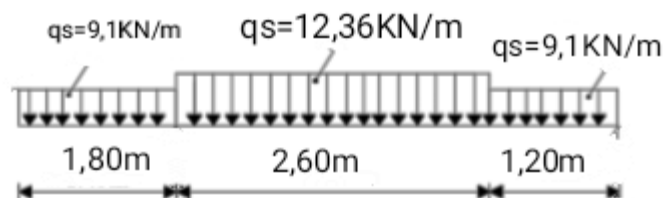
$$\text{On doit vérifier que : } A_a = 4.52 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_b}{f_e} \left( T_{u\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$\frac{1.15}{400} \left( 37.98 + \frac{16 \times 10^3}{0.9 \times 18} \right) = 2.94 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > 2.94 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

### III.2.3.6. Calcul à l'ELS :

**a. Schéma statique :**



**Figure III-2-8 : Schéma statique de calcul à l'ELS**

**b. Calcul des réactions d'appuis :**

$$\begin{cases} \sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B = (9.1 \times 1.80) + (12.36 \times 2.60) + (9.1 \times 1.2) = 59.44 \text{ KN} \\ \sum M_A = 0 \rightarrow \left(9.1 \times \frac{1.8^2}{2}\right) + \left(12.36 \times 2.60 \times \left(1.80 + \frac{2.60}{2}\right)\right) + \left(9.1 \times 1.2 \times \left(\frac{1.2}{2} + 4.4\right)\right) = 4.4 R_B \end{cases}$$

D'où:

$$\begin{cases} R_A = 21.03 \text{ KN} \\ R_B = 38.40 \text{ KN} \end{cases}$$

**c. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

- **1<sup>er</sup> tronçon :  $0.00 \text{ m} \leq x \leq 1.80 \text{ m}$**

L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x) = -9.1X + 21.03$$

$$\begin{cases} \text{Pour : } x=0\text{m} \\ \text{Pour : } x=1.80\text{m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T(x)=21.03 \text{ KN} \\ T(x)= 4.65 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M(x) = -4.55 X^2 + 21.03 X$$

$$\begin{cases} \text{Pour : } x=0\text{m} \\ \text{Pour : } x=1.80\text{m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_z(x)=0 \text{ KN.m} \\ M_z(x)= 23.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.80 \text{ m} \leq x \leq 4.40 \text{ m}$**

L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x) = -12.36 X + 4.65$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour : } x=0\text{m} \\ \text{Pour : } x=2.60\text{m} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T(x)=4.65\text{KN} \\ T(x)= -27.48 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M(x)= -6.18 X^2 + 4.65X +23.11$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour : } x=0\text{m} \\ \text{Pour : } x=2.60\text{m} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_Z(x)=23.11\text{KN.m} \\ M_Z(x)= -6.57\text{KN.m} \end{array} \right.$$

- **3<sup>ème</sup> tronçon :  $0.00\text{m} \leq x \leq 1.20\text{m}$**

L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x)=-9.1x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour : } x=0\text{m} \\ \text{Pour : } x=1.20\text{m} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T(x)=0\text{KN} \\ T(x)= -10.92 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M(x)= -4.55 X^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour : } x=0\text{m} \\ \text{Pour : } x=1.20\text{m} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_Z(x)=0\text{KN.m} \\ M_Z(x)= -6.55\text{KN.m} \end{array} \right.$$

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suit:

- **Aux appuis:**  $M_{sa} = - 0,5 M_{ZMAX} = - 0,5 \times 23.11 = - 11.55 \text{ KN.m.}$
- **En travées :**  $M_{st} = 0,85 M_{ZMAX} = 0,85 \times 23.11 = 19.64 \text{ KN.m.}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

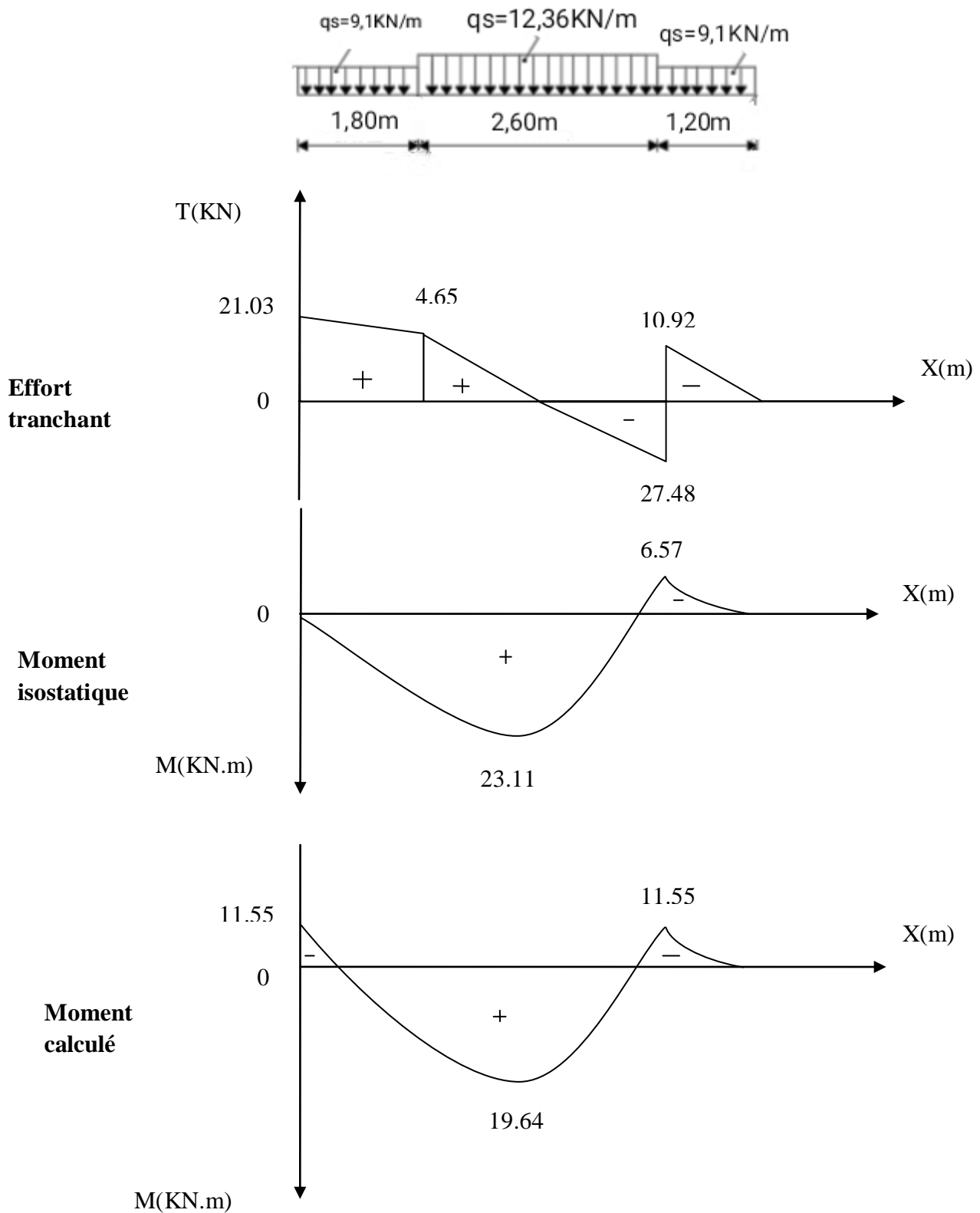


Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

**III.2.3.7) Vérification à l'ELS :****a. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers (Art. A.4.5.2 /BAEL91) :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \end{cases}$$

**➤ En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 180} = 0.026$$

$$\rho_1 = 0.026 \quad \rightarrow \quad \text{Après interpolation on trouve} \quad \begin{cases} K_1 = 163.6 \\ \beta_1 = 0.972 \end{cases}$$

**La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{19.64 \times 10^3}{0.972 \times 18 \times 4.52} = 248.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**La contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{248.35}{163.6} = 1.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**➤ Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 180} = 0.026$$

$$\rho_1 = 0.026 \quad \rightarrow \quad \text{Après interpolation on trouve} \quad \begin{cases} K_1 = 163.6 \\ \beta_1 = 0.972 \end{cases}$$

**La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{11.55 \times 10^3}{0.972 \times 18 \times 4.52} = 146.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{146.05}{163.6} = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.2.3.8. Vérification de la flèche (Art.6.5, 2 / BAEL 91) :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{15}{468} = 0.032 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La 1<sup>ère</sup> conditions non vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche.

**a. Calcul de la flèche :**

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{468}{500} = 0.936 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{max} L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f : \text{La flèche admissible.} \\ E_v : \text{module de déformation différée ( } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818865 \text{ MPa )} \\ I : \text{moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section} \\ V_1 : \text{Position de l'axe neutre } V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \end{array} \right.$$

**b. Calcul de la section homogénéisée :**

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 100 \times 15 + 15 \times 7.70 = 1615.50 \text{ cm}^2$$

c. **Moment statique de la section homogénéisée :**

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 7.70 \times 18 = 12751.50 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12751.50}{1615.50} = 7.89 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.89 = 7.11 \text{ cm}$$

d. **Moment d'inertie totale de la section homogénéisée :**

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_1)^2 = \frac{100}{3}(7.89^3 + 7.11^3) + 15 \times 7.70(7.11 - 2)^2 = 31369.097 \text{ cm}^4$$

e. La flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{12.36 \times 346^4 \times 10^3}{10818865 \times 31369.097 \times 10^2} = 0.0067$$

D'où :  $f = 0.0067 < \bar{f} = 0.936 \rightarrow$  Condition vérifiée.

Donc : les armatures calculées a l'ELU sont suffisantes.

## Conclusion :

Le ferrailage de l'escalier l'étage courant est comme suit :

### ➤ Aux appuis :

- **Armatures principales :** 4HA12 ( $A_a=4.52\text{cm}^2$ ) avec un espacement  $St=25\text{cm}$ .
- **Armatures de répartition :** 4HA10 ( $A_r=3.14\text{cm}^2$ ) avec un espacement  $St=25\text{cm}$ .

### ➤ En travée :

- **Armatures principales :** 4HA12 ( $A_a=4.52\text{cm}^2$ ) avec un espacement  $St=25 \text{ cm}$ .
- **Armatures de répartition :** 4HA10 ( $A_r=3.14\text{cm}^2$ ) avec un espacement  $St=25 \text{ cm}$ .

### III.3. La poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (b×h). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux.

#### III.3.1. Pré dimensionnement :

##### a. Hauteur :

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

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t: \text{hauteur de la poutre.} \\ L_{max} : \text{longueur libre de la poutre entre nus d'appuis} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\frac{340}{15} < h_t < \frac{340}{10} \quad \rightarrow \quad 22.6cm \leq h_t \leq 34cm$$

Compte tenue des exigences du l'RPA on opte pour : **ht= 35 cm**

##### b. Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par :  $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

D'où :  $14 \leq b \leq 24.5$

Selon le RPA :  $b \geq 20 \text{ cm}$   $\rightarrow$  On opte pour **b=30cm**

##### c. Vérification relative aux exigences du RPA (Art 7.5.1 du RPA99/version 2003) :

- $b \geq 20 \text{ cm}$   $\rightarrow$   $30 \geq 20 \text{ cm}$   $\rightarrow$  Condition vérifiée
- $h_t \geq 30\text{cm}$   $\rightarrow$   $35 > 30\text{cm}$   $\rightarrow$  Condition vérifiée
- $\frac{h_t}{b} < 4$   $\rightarrow$   $\frac{35}{30} = 1.16 < 4$   $\rightarrow$  Condition vérifiée

#### Conclusion :

Donc la poutre palière a pour dimensions :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

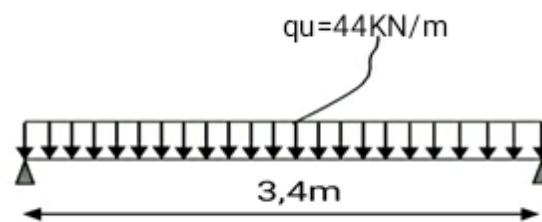
**III.3.2.Détermination des charges et surcharges :**

- Poids propre de la poutre :  $G=25\times 0.30\times 0.35=2.62\text{KN/ml}$ .
- Surcharge d'exploitation :  $Q=2.5\text{KN/ml}$ .
- Réaction du palier à l'ELU :  $R_B=T_u=53.18\text{ KN}$ .
- Réaction de plier à l'ELS :  $R_B=T_s=38.40\text{ KN}$ .
- Le poids du mur :  $G_{mur}=2.36\times 1.53 = 3.61\text{KN/ml}$ .

**III.3.3.Calcul à l'ELU :****a. Combinaison des charges :**

$$q_u = 1.35G + \frac{2T_u}{L} + q_{u_{mur}} = 1.35(2.62 + 3.61) + \frac{2\times 53.18}{3.4}$$

$$q_u=44\text{ KN/ml}.$$

**Figure III-3-1 : Schéma statique de calcul à l'ELU****b. Moment isostatique :**

$$M_{0_u} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{44 \times 3.4^2}{8} = 63.58\text{ KN.m}$$

**c. L'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{44 \times 3.4}{2} = 74.8\text{ KN}$$

**d. Moment aux appuis :**

$$M_{ua} = -0.5M_{0_u} = -0.5 \times 63.58 = -31.79\text{KN.m}$$

**e. Moment en travée :**

$$M_{ut} = 0.85 \times M_{0_u} = 0.85 \times 63.58 = 54.04\text{KN.m}$$



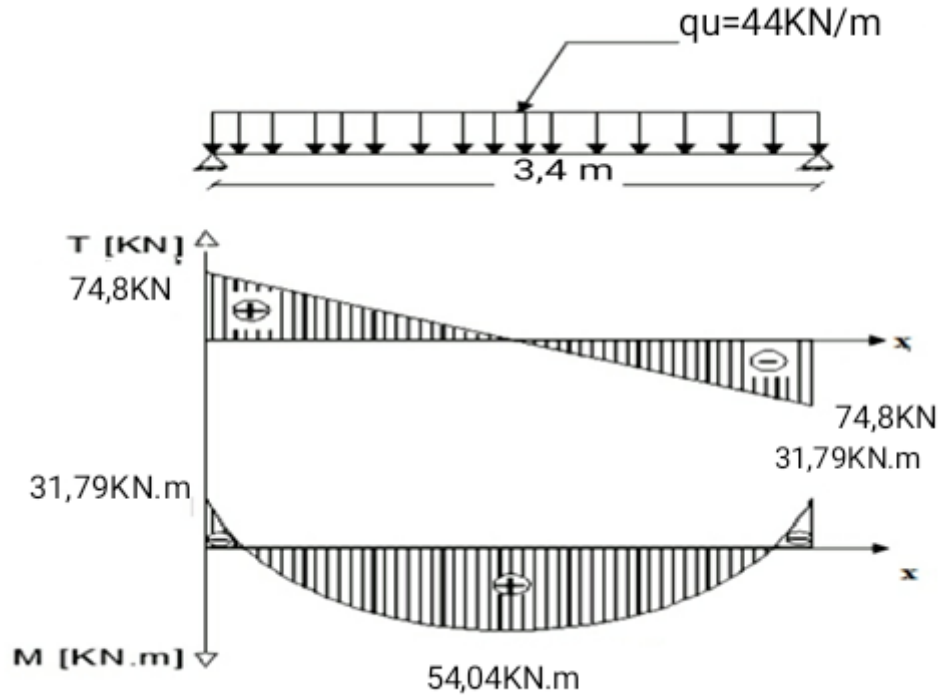


Diagramme du moment et de l'effort tranchant

### III.3.4. Le ferrailage :

- Aux appuis :

$$M_{ua} = -31,79 \text{ kN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{31,79 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,068 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0,068 \rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31,79 \times 10^3}{0,965 \times 33 \times 348} = 2,86 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$ .

- En travée :

$$M_{ut} = 54,04 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{54,04 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,12 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0,12 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{54,04 \times 10^3}{0,994 \times 33 \times 348} = 4,73 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA12 = 5.65cm<sup>2</sup>

**Calcul les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right\} = \min \{10, 30, 12\} = 10mm$$

On prend un cadre et une épingle en HA8       $A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$ .

### III.3.5.Vérification à l'ELU:

**a. Condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2.1BAEL91) :**

La section des armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19cm^2$$

• **Aux appuis :**

$$A_a = 3.39cm^2 > A_{min} = 1.19cm^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$A_t = 5.65cm^2 > A_{min} = 1.19cm^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa \quad \psi_s = 1.5 \text{ (Pour les aciers HA)}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{74.80 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 15.07 \times 10} = 1.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.67 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Pas de risque d'entraînement des barres.}$$

**c. Encrage des barres (Art 6.1.2) :**

$$\tau_{se} < \tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.67 \text{ MPa} < \tau_{su} = 2.835 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

On prend  $L_s = 45 \text{ cm}$ .

**d. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

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

$$V_{max} = 74.08 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{74.08 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{il n'y a pas risque de cisaillement.}$$

**e. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art 5.1.3.2 BAEL) :****Influence sur l'acier :**

$$A_u = \frac{V_u + \frac{M_{ua}}{0.9d}}{\frac{f_e}{1.15}} = \frac{74.08 + \frac{31.79 \times 10^3}{0.9 \times 33}}{\frac{400}{1.15} \times 10^4} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_u = 2.54 \text{ cm}^2$$

**Influence sur le béton:**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 300 \times 330 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 594 \text{ KN}$$

Donc :  $V_u = 74.08 \text{ KN} < 594 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

**f. Espacement des barres :**

$$S_{tmax} \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} \quad S_{tmax} \leq \min\{29.7; 40\text{cm}\} = 29.7\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 25\text{cm}$

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5.2) l'espacement doit vérifier :

- Aux appuis :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad \rightarrow \quad S_t \leq \frac{35}{4} = 8.75\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 8\text{cm}$

Selon le **RPA** les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui.

- En travée :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \quad S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5\text{cm}$$

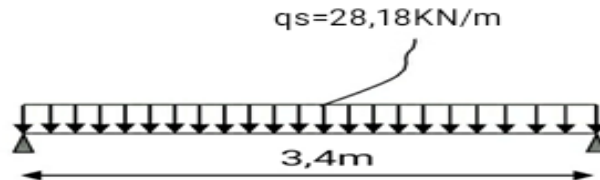
Soit :  $S_t = 17\text{cm}$

**III .3.6.Calcul à l'ELS :****a. Combinaison des charges:**

$$q_s = G + \frac{2T_s}{L}$$

$$q_s = 2.62 + \frac{2 \times 38.40}{3.4} + 3.61$$

$$q_s = 28.81 \text{ KN}$$

**Figure III-3-2 : Schéma statique de calcul à l'ELS****b. Calcul du moment isostatique :**

$$M_{0s} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{28.81 \times 3.4^2}{8} = 41.63 \text{ KN.m}$$

**c. L'effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s}{2} = \frac{28.81 \times 3.4}{2} = 48.97 \text{ KN}$$

**d. Moment aux appuis :**

$$M_{sa} = -0.5M_a = -0.5 \times 41.63 = -20.81 \text{ KN.m}$$

**e. Moment en travée :**

$$M_{st} = 0.85 \times M_{0s} = 0.85 \times 41.63 = 35.38 \text{ KN.m}$$

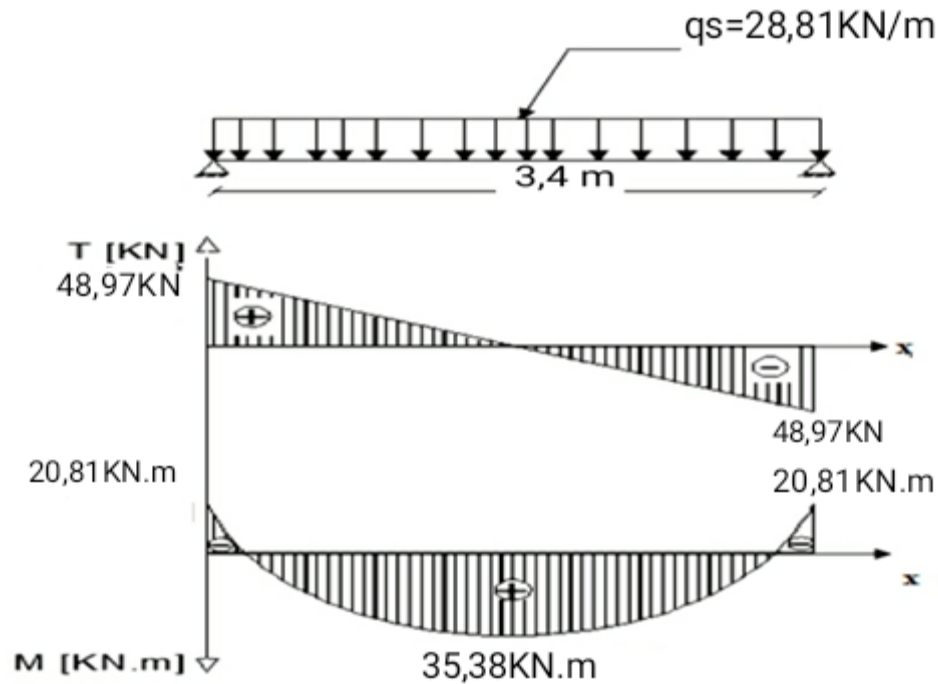


Diagramme du moment et d'effort tranchant

### III.3.7.Vérification à l'ELS (BAEL91/Art.4.5,2) :

#### a. Etat limite de compression du béton :

On doit avoir :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s\beta_1d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0.342$$

Zone	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	35.38	5.65	0.34 2	0.909	39.95	474	11.88	15	Condition vérifiée
Appuis	20.81	3.39	0.34 2	0.909	39.95	167.5	4.19	15	Condition vérifiée

Tableau III-3-1 : Vérification des contraintes du béton

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

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

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire (**Article A.4.5, 32 du BAEI 91**) [14].

**III.3.8. Vérification de la flèche (BAEL.99/Art b.6.5.2) :**

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_{st}}{10M_{0s}} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0.10 < \frac{M_{st}}{10M_{0s}} = \frac{35.38}{10 \times 22.38} = 0.158 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{5.65}{30 \times 33} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :**

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour la poutre palière :

- **Armatures principales :**
  - **En travée :**  $(3 \text{ HA } 12 + 2\text{HA}12) = 5.65 \text{ cm}^2$
  - **Aux appuis :**  $3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$
  
- **Armatures de répartition :**

On a opté pour un diamètre  $\varphi=8\text{mm}$  avec espacement de :

- **Aux appuis :** 4HA8 et un espacement  $s_t = 10 \text{ cm}$ .
- **En travée :** 4HA8 et un espacement  $s_t = 15 \text{ cm}$ .



### III.4. Les planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigide dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

#### Plancher à corps creux :

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de 4 cm.

Notre plancher est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures

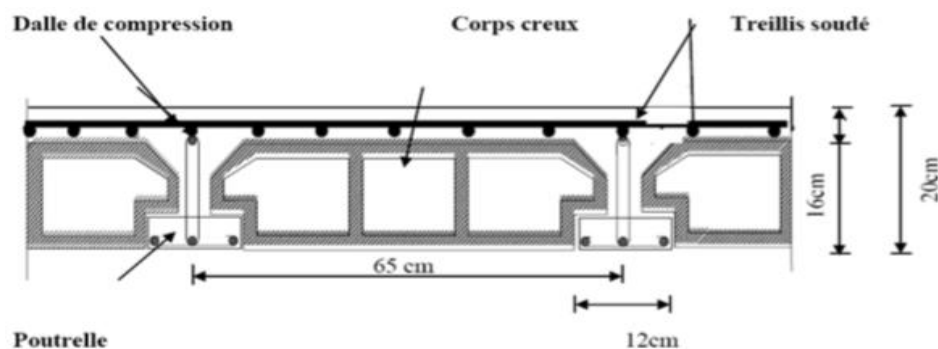


Figure III-4-1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

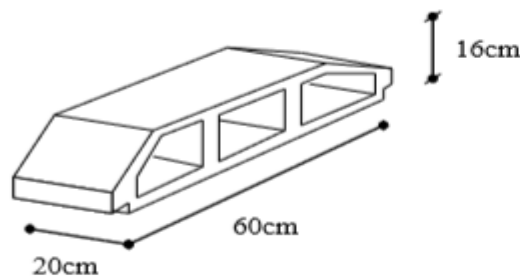
### III.4.1. Dimensionnement et ferrailage de la dalle de compression:

La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TL520, ayant pour but de :

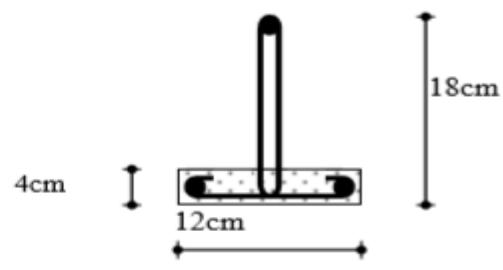
- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes données par le BAEL 91.

- 20cm (5pm) pour les armatures aux poutrelles.
- 30cm (3pm) pour les armatures // aux poutrelles.



Corps creux



Poutrelle

#### a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} [cm^2/ml] \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Lorsque } L' \leq 50cm \\ A_{\perp} [cm^2/ml] \geq \frac{4L'}{f_e} \quad \text{Lorsque } 50cm \leq L' \leq 80cm \end{array} \right.$$

Avec :

$L'$ : Entre axes des poutrelles, exprimé en cm.

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé, en MPa

Dans notre cas  $L'=65cm$ ,  $50cm \leq L' \leq 80cm$

**Donc :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2/ml$$

$$A_{\perp} \geq 0.5 cm^2/ml \quad \rightarrow \quad \text{Soit : } A_{\perp} = \frac{6T6}{ml} = 1.18 cm^2/ml \quad \text{avec un espacement } S_t=15cm$$

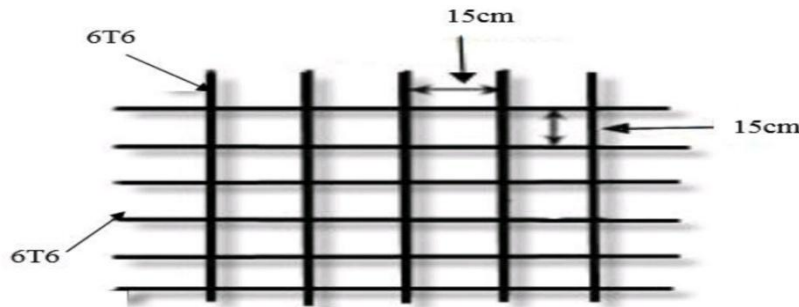


Figure III-4-2 : Treillis soudé TL520

#### b. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} [\text{cm}^2/\text{ml}] \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.18}{2} = 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{//} = 6\text{T6}/\text{ml} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = 15\text{cm}.$$

#### Conclusion:

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (6×150×6×150) mm<sup>2</sup>.

### III.4.2. Calcul de la poutrelle à l'ELU :

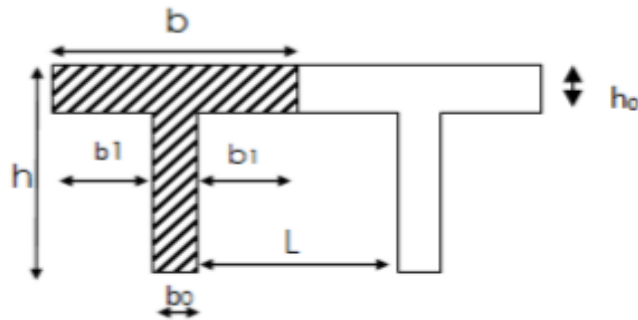
Le calcul sera fait pour les poutrelles avant et après coulage de la dalle de compression.

#### III.4.2.1. Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12×4) cm<sup>2</sup>, simplement appuyée sur ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids de corps creux et le poids de la main d'œuvre.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.



**Figure III-4-3 :** Surfaces revenant aux poutrelles

$b = 65\text{cm}$  : distance entre axes de deux poutrelle

$h = (16+4)$  : hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$  : largeur de la poutrelle

$h_0 = 4\text{ cm}$  : épaisseur de la dalle de compression

$b_1$  : est le débord  $b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26.5\text{ cm}$

**a. Charges et les surcharges :**

- Le poids propre de la poutrelle :  $G_1 = S \times W_b = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12\text{KN/ml}$ .
- Le poids de corps creux :  $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62\text{ KN/ ml}$ .
- La surcharge de la main d'œuvre :  $Q = 1\text{KN/ml}$ .

La charge permanente :  $G = G_1 + G_2 = 0,74\text{KN/ml}$ .

La charge d'exploitation :  $Q = 1\text{KN/ml}$ .

**b. Combinaison des charges :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue).

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

$$q_u = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 2,5\text{KN/ml}$$

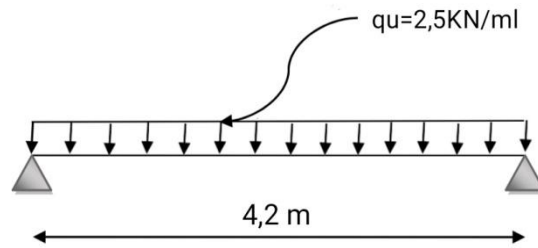


Figure III-4-4 : Schéma statique du calcul à l'ELU

**c. Le moment max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,2^2}{8} = 5,51 \text{ kN/ml}$$

**d. L'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2,5 \times 4,2}{2} = 5,25 \text{ kN}$$

**e. Ferrailage de la poutrelle :**

Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivantes :

$$c = 2 \text{ cm}$$

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

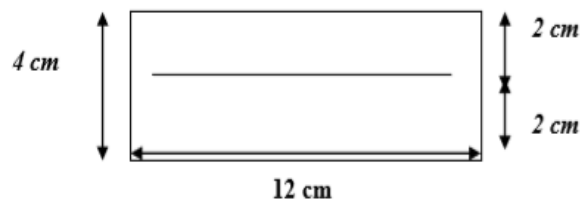


Figure III-4-5: Dimensionnement de la section rectangulaire

$$\mu_u = \frac{M_0}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{5,51}{0,12 \times 2^2 \times 14,16} = 0,810 \gg \mu_1 = 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{SDA}$$

**f. Conclusion :**

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression. Ces étais sont général distants de (0.80 à 1.20) m.

**III.4.2.2. Après coulage de la dalle de compression :**

Dans ce cas, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis, partiellement encastrée à ses deux extrémités. La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge «  $q_u$  » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

**a. Le chargement :****Plancher étage courant :**

- Charges permanentes :  $G = 5,54 \times 0,65 = 3,60 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitations :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

**Plancher terrasse inaccessible :**

- Charges permanentes :  $G = 5,68 \times 0,65 = 3,692 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitations :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

**b. Combinaison de charges :****Plancher étage courant :**

- ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,6 + 1,5 \times 0,975 = 6,32 \text{ KN/ml}$
- ELS :  $q_s = G + Q = 3,6 + 0,975 = 4,575 \text{ KN/ml}$

**Plancher terrasse inaccessible :**

- ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,692 + 1,5 \times 0,65 = 5,95 \text{ N/ml}$
- ELS :  $q_s = G + Q = 3,692 + 0,65 = 4,342 \text{ KN/ml}$

**Remarque :**

On remarque que le chargement du plancher d'étage courant est le plus défavorable. Donc on l'utilisera pour le calcul du ferrailage.

**III.4.3.Choix de la méthode de calcul :**

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

**III.4.4.La méthode forfaitaire :****III.4.4.1.Principe de la méthode : (BAEL91/(modifier 99)Art B.6.2.211) :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant ( $M_0$ ) dans la travée dite de comparaison, c'est -a- dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

**III.4.4.2.Domaines d'application de la méthode : (BAEL91/Art B.6.2 .210) :**

La méthode forfaitaire s'applique aux constructions courantes dont les charges d'exploitation restent modérées c'est-à-dire :  $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ .

**III.4.4.3.Exposé de la méthode :**

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \text{avec} \quad 0 < \alpha < \frac{2}{3}$$

$M_t$  : moment Max en travée dans la travée considérée.

$M_0$  : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée soumise aux mêmes charges. ( $M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$  ; avec  $L$ : la longueur entre nus d'appuis)

$M_w, M_e$ : Moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée Considérée.

Les valeurs de  $M_w$  ,  $M_e$  et  $M_t$  doivent vérifiées les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{1}{2}(M_w + M_e) \geq \max \{(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0\}$$

$$M_t \geq \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha)M_0 \text{ dans le cas d'une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1}{2}(1 + 0.3\alpha)M_0 \text{ dans le cas d'une travée intermédiaire.}$$

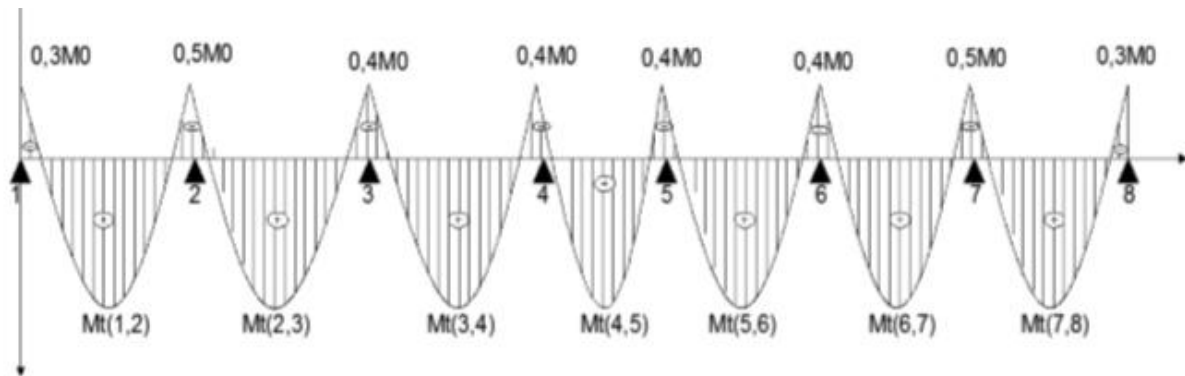
La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

$0.6 M_0$  : pour une poutre à deux travées.

$0.5 M_0$  : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4 M_0$  : pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées

$0.3 M_0$  : pour les appuis de rive semi encastrés



**Figure III-4-6 : Diagramme des moments**

#### III.4.4.4. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/ml}\}$$

Avec :

$$2 \times G = 2 \times 3.6 = 7.2 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.975 \leq \max \{7.2 ; 5\} = 7.2 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées  $\rightarrow$  la condition est vérifiée.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4.2}{4.2} = 1$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{4.2}{3.4} = 1.23$$



$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{3.4}{4.2} = 0.81 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- La fissuration est non préjudiciable  $\rightarrow$  Condition vérifiée

### Conclusion :

Compte tenu de la satisfaction des l'hypothèse, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

### III.4.4.5. Application de la méthode :

1<sup>er</sup> type :

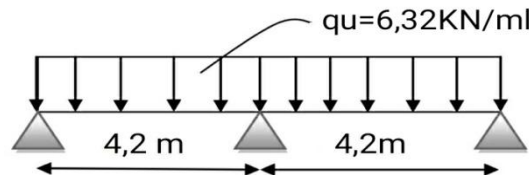


Figure III-4-7 : Schéma statique de la poutrelle

#### a. Calcul de rapport de charge $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0.975}{0.975 + 3.6} = 0.213 \quad 0 < \alpha = 0.213 < \frac{2}{3} = 0.666$$

$$\alpha = 0.213 \Rightarrow \frac{1}{2}(1 + 0.3\alpha) = 0.532$$

$$\alpha = 0.213 \Rightarrow \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha) = 0.632$$

#### b. Calcul des moments isostatique $M_{0i}$ :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} \quad q_u = 6.32 \text{KN/ml}$$

Travée	AB	BC
L(m)	4.2	4.2
$M_0(\text{KN.m})$	$\frac{6.32 \times 4.2^2}{8} = 13.94$	$\frac{6.32 \times 4.2^2}{8} = 13.94$

**c. Calcul des moments sur appuis :**

$$M_{\text{appuis}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C
Coefficient forfaitaire $\beta$	0.3	0.6	0.3
$M_{\text{appuis}}(\text{KN.m})$	4.18	8.36	4.18

**d. Calcul des moments en travée :**

On a :

$$(1 + 0.3\alpha) = 1.064 > 1.05 \quad \text{et} \quad \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha) = 0.632$$

➤ **Travée AB (rive) :**

$$M_{t(AB)} \geq \max \left\{ \frac{1 + 0.3\alpha}{1.05} \right\} M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{t(AB)} \geq \max \left\{ \frac{1.064}{1.05} \right\} 13.94 - \frac{4.18 + 8.36}{2}$$

$$M_{t(AB)} \geq 8.56 \text{KN.m}$$

$$M_{t(AB)} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} \rightarrow M_{t(AB)} \geq 0.632 \times 13.94$$

$$M_{t(AB)} \geq 8.81 \text{KN.m}$$

On prend :  $M_{t(AB)} = 8.81 \text{KN.m}$

➤ **Travée BC (rive) :**

$$M_{t(BC)} \geq \max \left\{ \frac{1 + 0.3\alpha}{1.05} \right\} M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{t(BC)} \geq \max \left\{ \frac{1.064}{1.05} \right\} 13.94 - \frac{8.36 + 4.18}{2}$$

$$M_{t(BC)} \geq 8.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(BC)} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{02} \rightarrow M_{t(AB)} \geq 0.632 \times 13.94$$

$$M_{t(BC)} \geq 8.81 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{t(BC)} = 8.81 \text{ KN.m}$

**e. Calcul des efforts tranchant :**

$T_w$  et  $T_e$  sont les efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

Avec :  $q_u = 6.32 \text{ KN/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} \\ \text{avec : } \theta(x=0) = \frac{q_u L}{2} \\ \text{et } \theta(x=L) = -\frac{q_u L}{2} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} \end{array} \right.$$

➤ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} + \frac{q_u L_{AB}}{2}$$

$$T_A = \frac{(-8.36) - (-4.18)}{4.2} + \frac{6.32 \times 4.2}{2}$$

$$T_A = 12.28 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} - \frac{q_u L_{AB}}{2}$$

$$T_B = \frac{(-8.36) - (-4.18)}{4.2} - \frac{6.32 \times 4.2}{2}$$

$$T_B = -14.27 \text{ KN}$$

## ➤ Travée BC :

$$T_B = \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} + \frac{q_u L_{BC}}{2}$$

$$T_B = \frac{(-4.18) - (-8.36)}{4.2} + \frac{6.32 \times 4.2}{2}$$

$$T_B = 14.27 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} - \frac{q_u L_{BC}}{2}$$

$$T_B = \frac{(-4.18) - (-8.36)}{4.2} - \frac{6.32 \times 4.2}{2}$$

$$T_B = -12.28 \text{ KN}$$

## f. Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

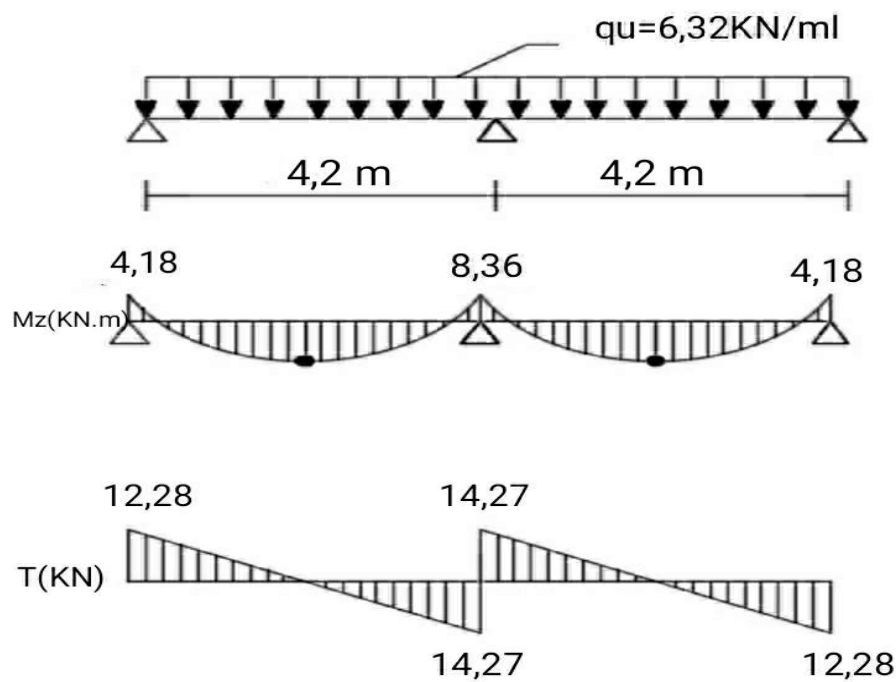


Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

2<sup>ème</sup> type :

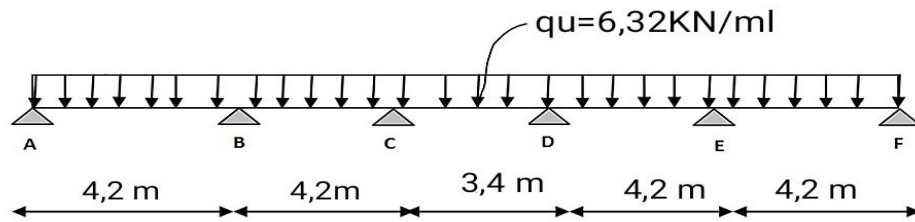


Figure III-5-8 : Schéma statique de la poutrelle

A L'ELU :

a. Calcul de rapport de charge  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0.975}{0.975 + 3.6} = 0.213 \quad 0 < \alpha = 0.213 < \frac{2}{3} = 0.666$$

$$\alpha = 0.213 \Rightarrow \frac{1}{2}(1 + 0.3\alpha) = 0.532$$

$$\alpha = 0.213 \Rightarrow \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha) = 0.632$$

b. Calcul des moments isostatique  $M_{0i}$  :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} \quad q_u = 6.32 \text{ kN/ml}$$

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
L(m)	4.2	4.2	3.4	4.2	4.2
$M_0$ (kN.m)	13.94	13.94	9.13	13.94	13.94

**c. Calcul des moments aux appuis :**

$$M_{appuis} = \beta M_0^{max}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F
Coefficient forfaitaire $\beta$	0.3	0.5	0.4	0.4	0.5	0.3
$M_{appuis}(KN.m)$	4.18	6.97	5.58	5.58	6.97	4.18

**d. Calcul des moments en travée :**

On a :

$$(1 + 0.3\alpha) = 1.064 > 1.05 \quad \text{et} \quad \frac{1}{2}(1.2 + 0.3\alpha) = 0.632$$

**➤ Travée AB (rive) :**

$$M_{t(AB)} \geq \max \left\{ \frac{1 + 0.3\alpha}{1.05} \right\} M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{t(AB)} \geq \max \left\{ \frac{1.064}{1.05} \right\} 13.94 - \frac{4.18 + 6.97}{2}$$

$$M_{t(AB)} \geq 9.26 KN.m$$

$$M_{t(AB)} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} \rightarrow M_{t(AB)} \geq 0.632 \times 13.94$$

$$M_{t(AB)} \geq 8.81 KN.m$$

On prend :  $M_{t(AB)} = 9.26 KN.m$

**➤ Travée BC (intermédiaire) :**

$$M_{t(BC)} \geq \max \left\{ \frac{1 + 0.3\alpha}{1.05} \right\} M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{t(BC)} \geq \max \left\{ \frac{1.064}{1.05} \right\} 13.94 - \frac{6.97 + 5.58}{2}$$

$$M_{t(BC)} \geq 8.56 KN.m$$

$$M_{t(BC)} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{02} \rightarrow M_{t(BC)} \geq 0.532 \times 13.94$$

$$M_{t(BC)} \geq 7.42 KN.m$$

On prend :  $M_{t(BC)} = 8.56 KN.m$

## ➤ Travée CD (intermédiaire) :

$$M_{t(CD)} \geq \max \left\{ \frac{1 + 0.3\alpha}{1.05} \right\} M_{03} - \frac{M_D + M_C}{2}$$

$$M_{t(BC)} \geq \max \left\{ \frac{1.064}{1.05} \right\} 9.13 - \frac{5.58 + 5.58}{2}$$

$$M_{t(CD)} \geq 4.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(CD)} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{03} \rightarrow M_{t(CD)} \geq 0.532 \times 9.13$$

$$M_{t(BC)} \geq 4.86 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{t(CD)} = 4.86 \text{ KN.m}$

## ➤ Travée DE (intermédiaire) :

$$M_{t(DE)} \geq \max \left\{ \frac{1 + 0.3\alpha}{1.05} \right\} M_{04} - \frac{M_E + M_D}{2}$$

$$M_{t(DE)} \geq \max \left\{ \frac{1.064}{1.05} \right\} 13.94 - \frac{6.97 + 5.58}{2}$$

$$M_{t(DE)} \geq 8.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(DE)} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{04} \rightarrow M_{t(DE)} \geq 0.532 \times 13.94$$

$$M_{t(DE)} \geq 7.42 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{t(DE)} = 8.56 \text{ KN.m}$

## ➤ Travée EF (intermédiaire) :

$$M_{t(EF)} \geq \max \left\{ \frac{1 + 0.3\alpha}{1.05} \right\} M_{05} - \frac{M_F + M_E}{2}$$

$$M_{t(EF)} \geq \max \left\{ \frac{1.064}{1.05} \right\} 13.94 - \frac{4.18 + 6.97}{2}$$

$$M_{t(EF)} \geq 9.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(EF)} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{05} \rightarrow M_{t(EF)} \geq 0.632 \times 13.94$$

$$M_{t(BC)} \geq 8.8 \text{KN.m}$$

On prend :  $M_{t(EF)} = 9.26 \text{KN.m}$

**e. Calcul des efforts tranchants :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} \\ \theta(x=0) = \frac{q_u L}{2} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} \end{array} \right.$$

et  $\theta(x=L) = -\frac{q_u L}{2}$

Avec :  $q_u = 6.32 \text{KN/ml}$

➤ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} + \frac{q_u L_{AB}}{2}$$

$$T_A = \frac{(-6.97) - (-4.18)}{4.2} + \frac{6.32 \times 4.2}{2}$$

$$T_A = 12.60 \text{KN}$$

$$T_B = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} - \frac{q_u L_{AB}}{2}$$

$$T_B = \frac{(-6.97) - (-4.18)}{4.2} - \frac{6.32 \times 4.2}{2}$$

$$T_B = -13.94 \text{KN}$$

➤ **Travée BC :**

$$T_B = \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} + \frac{q_u L_{BC}}{2}$$

$$T_B = \frac{(-5.58) - (-6.97)}{4.2} + \frac{6.32 \times 4.2}{2}$$

$$T_B = 13.60 \text{KN}$$

$$T_C = \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} - \frac{q_u L_{BC}}{2}$$

$$T_B = \frac{(-5.58) - (-6.97)}{4.2} - \frac{6.32 \times 4.2}{2}$$

$$T_B = -12.94 \text{KN}$$



## ➤ Travée CD :

$$T_C = \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} + \frac{q_u L_{CD}}{2}$$

$$T_C = \frac{(-5.58) - (-5.58)}{3.4} + \frac{6.32 \times 3.4}{2}$$

$$T_C = 10.75 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} - \frac{q_u L_{CD}}{2}$$

$$T_D = \frac{(-5.58) - (-5.58)}{3.4} - \frac{6.32 \times 3.4}{2}$$

$$D = -10.75 \text{ KN}$$

## ➤ Travée DE :

$$T_D = \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} + \frac{q_u L_{DE}}{2}$$

$$T_D = \frac{(-6.97) - (-5.58)}{4.2} + \frac{6.32 \times 4.2}{2}$$

$$T_D = 12.94 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} - \frac{q_u L_{DE}}{2}$$

$$T_E = \frac{(-6.97) - (-5.58)}{4.2} - \frac{6.32 \times 4.2}{2}$$

$$T_E = -13.60 \text{ KN}$$

## ➤ Travée EF :

$$T_E = \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} + \frac{q_u L_{EF}}{2}$$

$$T_E = \frac{(-4.18) - (-6.97)}{4.2} + \frac{6.32 \times 4.2}{2}$$

$$T_E = 12.94 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} - \frac{q_u L_{EF}}{2}$$

$$T_F = \frac{(-4.18) - (-6.97)}{4.2} - \frac{6.32 \times 4.2}{2}$$

$$T_F = -13.60 \text{ KN}$$

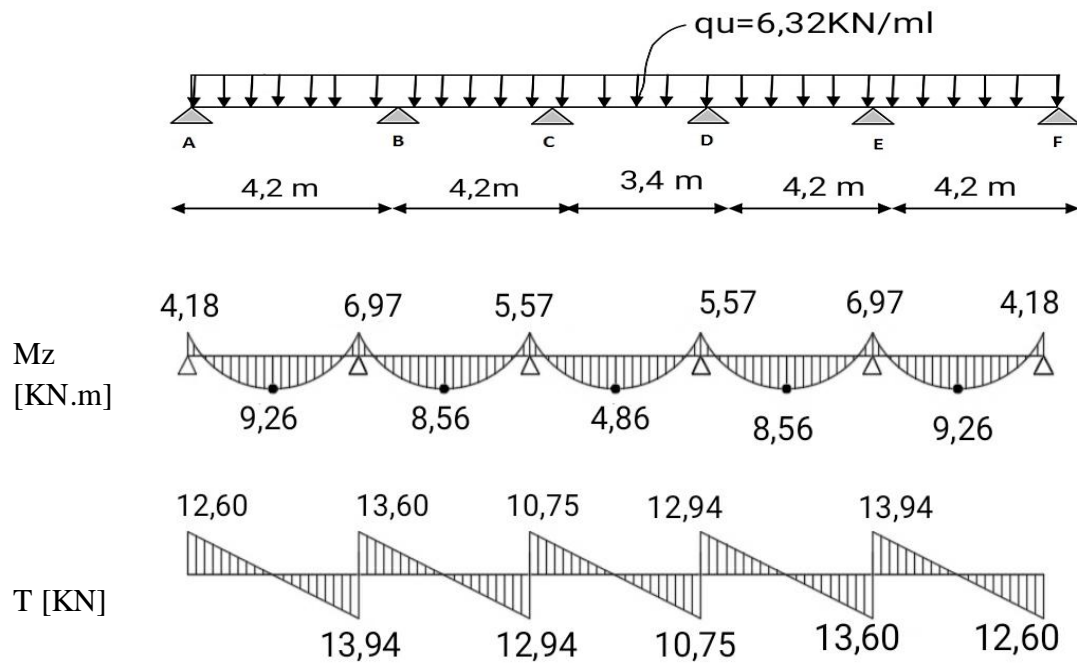


Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

**Remarque :**

Après avoir fait le calcul des 2 cas on a trouvé que le cas le plus défavorable est celui du deuxième cas, On ignore le premier.

**III.5.4.6.Ferraillage à l'ELU :**

Le ferraillage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée et le calcul sera vérifier à l'ELS.

**➤ En travée :**

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en T, on considérant le moment maximum  $M_{tmax} = 9,26 \text{ kNm}$

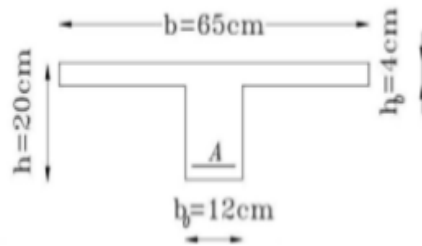


Figure III-4-9: Section triangulaire de la poutrelle

**Le moment équilibré par la table :**

$$M_{tab} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - 0,5h_0)$$

$$M_{tab} = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tab} = 59,072 \text{ kN.m} > M_u = 9.26 \text{ kN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu_t = \frac{M_{tmax}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.26 \times 10^6}{65 \times 180^2 \times 14.2} = 0.0309 < \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0309 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.9845$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.26 \times 10^3}{0.9845 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 1.50 \text{ cm}^2$$

**Remarque:**

Nous adopterons une section d'armatures très importante par rapport à celle calculée, pour que les vérifications vis-à-vis à la flèche soit vérifiée.

$$\text{Soit : } A_t = 2.35 \text{ cm}^2 = 3\text{HA10}$$

➤ **Sur appuis :**

$$M_a = 6.97 \text{ kN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{amax}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.97 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.126 < \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.126 \rightarrow \beta = 0.932$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.26 \times 10^3}{0.9845 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 2.26 \text{ cm}^2 = 2\text{HA}12$

#### Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le **(BAEL 91 modifiée 99/ art : A.7.22)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{max}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1\right)$$

$$\phi_t = 0.571 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons un cadre de  $\phi 8$  avec  $A_{st} = 2\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$ .

- **Espacement des armatures :**

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

Soit un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$  entre les cadres.

#### III.4.4.7. Vérification a l'ELU :

##### a. Condition de non fragilité :

Nous devons vérifier que :  $A_{adopté} \geq A_{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$

##### ➤ En travée :

$$A_{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### ➤ Aux appuis :

$$A_{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Vérification de l'effort tranchant (Art .A5.1.1/BAEL91) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{13.94 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.65 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \{3.33; 5\} \text{ MPa } 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

**c. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art.6.1.3/BAEL) :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \psi_s = 1.5 \text{ (Pour les aciers HA)}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{13.94 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 11.30 \times 10} = 0.76 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.76 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque d'entraînement des barres.}$$

**d. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91 modifiée 99 art A.5.313):**

**Sur le béton :**

$$V_u^{max} < \bar{V}_u = \frac{0.4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 = 129.6 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} = 13.94 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} = 13.94 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129.6 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left( 13.94 + \frac{9.26 \times 10^5}{0.9 \times 18} \right) = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > 1.64 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.}$$

**e. Ancrages des barres :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

On prend  $L_s = 45 \text{ cm}$

On a :  $L_a = 04 \times L_s$

$$L_a = 04 \times 45 = 17 \text{ cm}$$

$L_a$  : Longueur crochets normaux adoptés.

**III.4.4.8. Vérification à l'ELS:****a. Calcul des moments isostatiques :**

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} \quad \text{avec :} \quad q_s = G + Q = 3.6 + 0.975 = 4.575 \text{ KN/ml}$$

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
L(m)	4.2	4.2	3.4	4.2	4.2
M <sub>0</sub> (KN.m)	10.09	10.09	6.61	10.09	10.09

**Remarque :**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.575}{6.32} = 0.723$$

**b. Moment fléchissant :****➤ Aux appuis :**

$$\begin{cases} M_S^A = M_S^F = 0.723 \times 4.18 = 3.06 \\ M_S^B = M_S^E = 0.723 \times 6.97 = 5.04 \\ M_S^C = M_S^D = 0.723 \times 5.57 = 4.03 \end{cases}$$

**➤ En travée :**

$$\begin{cases} M_S^{AB} = M_S^{EF} = 0.723 \times 9.26 = 6.70 \text{ KN.m} \\ M_S^{BC} = M_S^{DE} = 0.723 \times 8.56 = 6.20 \text{ KN.m} \\ M_S^{CD} = 0.723 \times 4.86 = 3.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**c. Efforts tranchants aux appuis:****➤ Travée AB :**

$$T_A = 12.6 \times 0.723 = 9.11KN$$

$$T_B = -13.94 \times 0.723 = -10.08KN$$

**➤ Travée BC :**

$$T_B = 13.60 \times 0.723 = 9.83KN$$

$$T_C = -12.94 \times 0.723 = -9.36KN$$

**➤ Travée CD :**

$$T_C = 10.75 \times 0.723 = 7.77KN$$

$$T_D = -10.75 \times 0.723 = -7.77KN$$

**➤ Travée DE :**

$$T_D = 12.94 \times 0.723 = 9.36KN$$

$$T_E = -13.60 \times 0.723 = -9.83KN$$

**➤ Travée EF :**

$$T_E = 13.94 \times 0.723 = 10.08KN$$

$$T_F = -12.60 \times 0.723 = -9.11KN$$



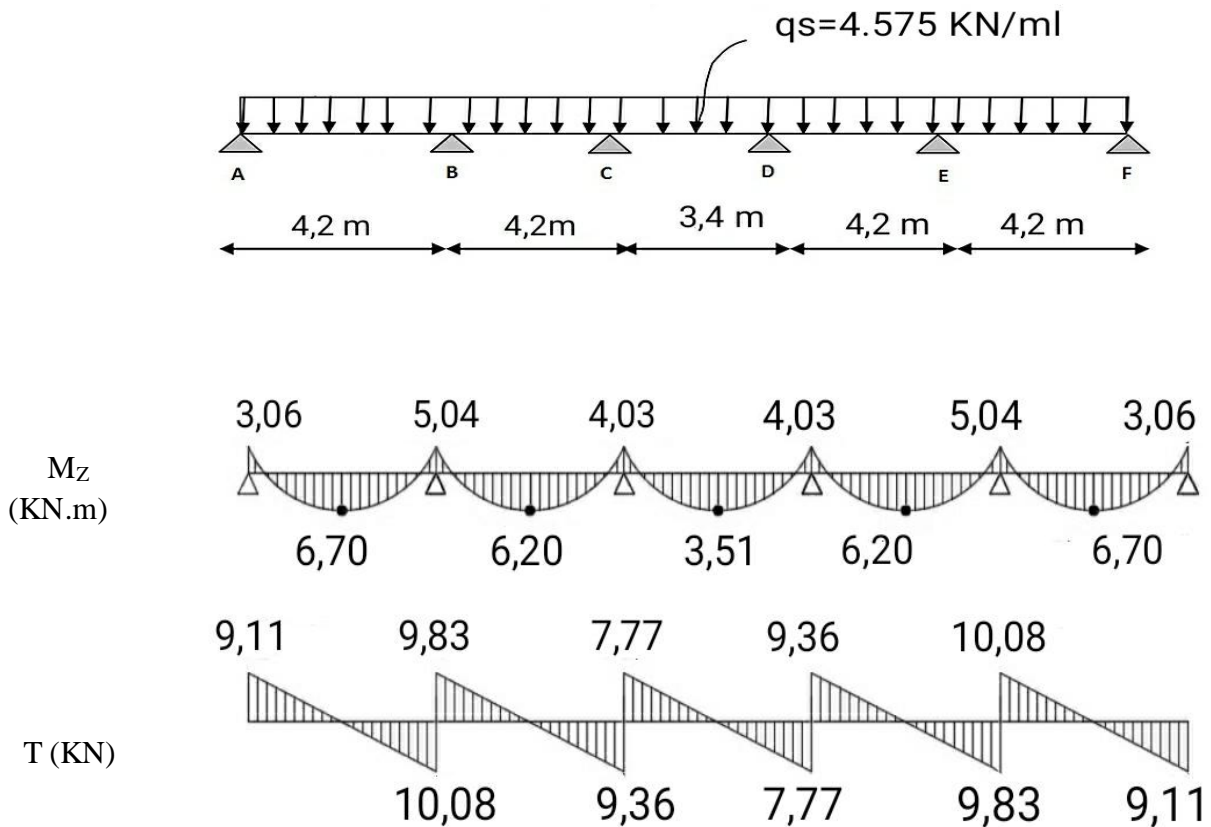


Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

**d. Etats limite de la compression du béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \end{array} \right.$$

$\beta_1$  et  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho = \frac{100 A_{st}}{b_0 \times d}$

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8585 \\ K_1 = 20.335 \end{cases}$$

**La contrainte dans les aciers:**

$$\sigma_s = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5.04 \times 10^3}{0.8585 \times 18 \times 2.26} = 144.31 MPa$$

**La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{144.31}{20.335} = 7.096 MPa$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 7.096 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.08 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8360 \\ K_1 = 20.84 \end{cases}$$

**La contrainte dans les aciers:**

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6.70 \times 10^3}{0.8360 \times 18 \times 2.53} = 175.98 MPa$$

**La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{175.98}{20.84} = 8.424 MPa$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 8.44 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e. Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \\ \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.0476 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

**f. Calcul de la flèche :****Calcul de la flèche (Art B.6.5.2/BAEL91) :**

On doit vérifier que :  $f_v = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différée  $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.865 \text{ MPa}$

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

$I_{fv}$  est donné par la formule suivante :  $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$

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

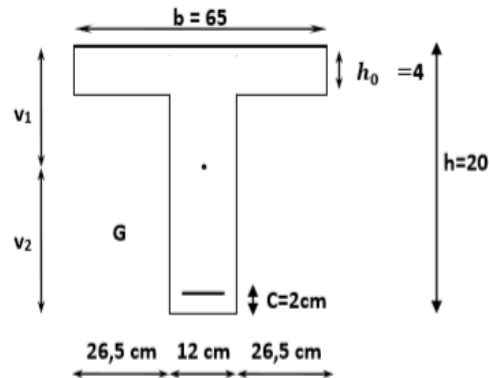
$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$\rho$  : est le rapport de l'aire A de la section d'armature tendue à l'air de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho}$$

Calcul des paramètres :



- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx' :**

$$S_{xx'} = b_o \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_o) \times h_o \times \frac{h_o}{2} + (15 \times A_{st} \times d)$$

$$S_{xx'} = 12 \times 20 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.35 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 3458.5 \text{ cm}^2$$

- **L'aire de la section homogénéisée:**

$$B_0 = (b_o \times h) + (b - b_o) \times h_o + (15 \times A_{st})$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.35)$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2$$

- **Position du centre de gravité :**

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_o = \frac{b_o}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_o) \times \frac{h_o^3}{12} + (b - b_o) \times h_o \times \left(y_1 - \frac{h_o}{2}\right)^2 + 15 \times A_{st} \times (y_2 - c)^2$$

$$I_o = \frac{12}{3} \times (7.10^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(7.10 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 2.35 \times (12.9 - 2)^2$$

$$I_o = 20003.2425 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_o \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.012 \rightarrow \beta = 0.981$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.08 \times 10^6}{0.981 \times 180 \times 235} = 170.61 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.012 \times 170.61) + 2.1}; 0 \right) = 0.642$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{6} \right) \times 0.012} = 0.4375$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 20003.2425}{1 + (0.4 \times 0.642 \times 0.4375)} = 19781.154 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{7.08 \times 10^3 \times 420^2}{10 \times 10818.865 \times 19781.15409} = 0.58 \text{ cm} < \bar{f} = 0.84 \text{ cm}$$

### Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion ; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

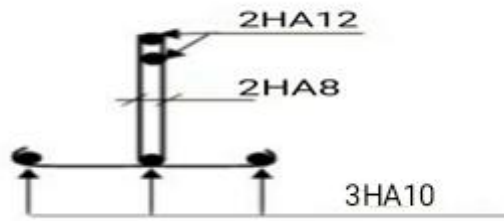
Après toutes les vérifications, nous avons adopté le ferraillage suivant :

### Armatures longitudinales :

- **En travée :** 3HA10 = 2.35 cm<sup>2</sup>
- **Aux appuis :** 2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>.

### Armatures transversales :

- **Etrier :** 2HA8 = 1 cm<sup>2</sup>.



**Figure III-4-12** : Ferrailage des poutrelles

### III.5. La poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

#### III.5.1. Pré dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

**La hauteur :**  $\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$  (Art A.4.14/ BAEL 91 modifié 99)

**La largeur :**  $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} : \text{Longueur libre de la plus grande travée considérée} \\ b : \text{Largeur de la poutre} \\ h_t : \text{La hauteur de la poutre} \end{array} \right.$$

➤ **La hauteur :**

**L<sub>max</sub>** = 420 – 25 = 395 cm

$$\frac{395}{15} \leq ht \leq \frac{395}{10} \quad \rightarrow \quad 26.33 \text{ cm} \leq ht \leq 39.5 \text{ cm}$$

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

➤ **La largeur :**

$$0.4 \times (35) \leq b \leq 0.7 \times (35) \quad \rightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend : **b** = 25 cm.

#### III.5.2. Vérification aux exigences du RPA (Art 7.5.1 RPA99/révisée 99) [3] :

- Largeur :  $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ .  $\rightarrow$  Condition vérifiée.
- Hauteur :  $h = 30 \geq 30 \text{ cm}$ .  $\rightarrow$  Condition vérifiée.
- $h/b = 1.2 \leq 4$ .  $\rightarrow$  Condition vérifiée.

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 (modifié 2003) sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est (30x 25) cm<sup>2</sup>.

**III.5.3. Etude de la poutre à l'ELU :****a. Les charges permanentes :**

Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1.875 \text{ KN/ml}$ .

Poids propre du mur extérieur :  $G_{\text{mur}} = (3,06 - 0,25) \times 2,36 = 6.632 \text{ KN/ml}$ .

Poids propre du plancher :  $G = 5,54 \times \frac{0,65}{2} = 1,8 \text{ KN/ml}$

$$G_t = 10,307 \text{ KN/ml}$$

**b. Surcharge d'exploitation :**

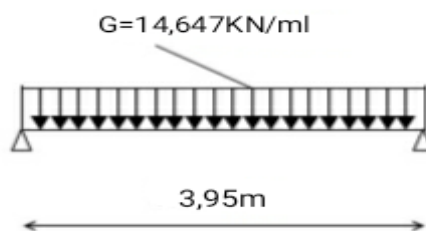
$$Q = 1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,487 \text{ KN/ml}$$

**c. Combinaisons des charges :**

ELU :  $q_u = 1,3 G + 1,5 Q = 1,3 \times 10,307 + 1,5 \times 0,487 = 14,647 \text{ KN/ml}$ .

ELS :  $q_s = G + Q = 10,307 + 0,487 = 10,794 \text{ KN/ml}$ .

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.



**Figure III-5-1 : Schéma statique du calcul à l'ELU**

**III.5.3.1 Calcul des efforts internes :****a. Moment isostatique :**

$$M_{0u} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{14,647 \times 3,95^2}{8} = 28,56 \text{ KN.m}$$



En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

**b. Moment aux appuis :**

$$M_{ua} = -0.3M_{0u} = -0.3 \times 28.56 = -8.57 \text{ KN.m}$$

**c. Moment en travée :**

$$M_{ut} = 0.85 \times M_{0u} = 0.85 \times 28.56 = 24.28 \text{ KN.m}$$

Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{14.647 \times 3.95}{2} = 28.92 \text{ KN}$$

**d. L'effort tranchant :**

$$T(x) = -14.647x + 28.92$$

$$\text{Pour } x=0\text{m} \rightarrow T(x) = 28.92 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=3.95\text{m} \rightarrow T(x) = -28.92 \text{ KN}$$

**e. Diagramme du moment et de l'effort tranchant :**

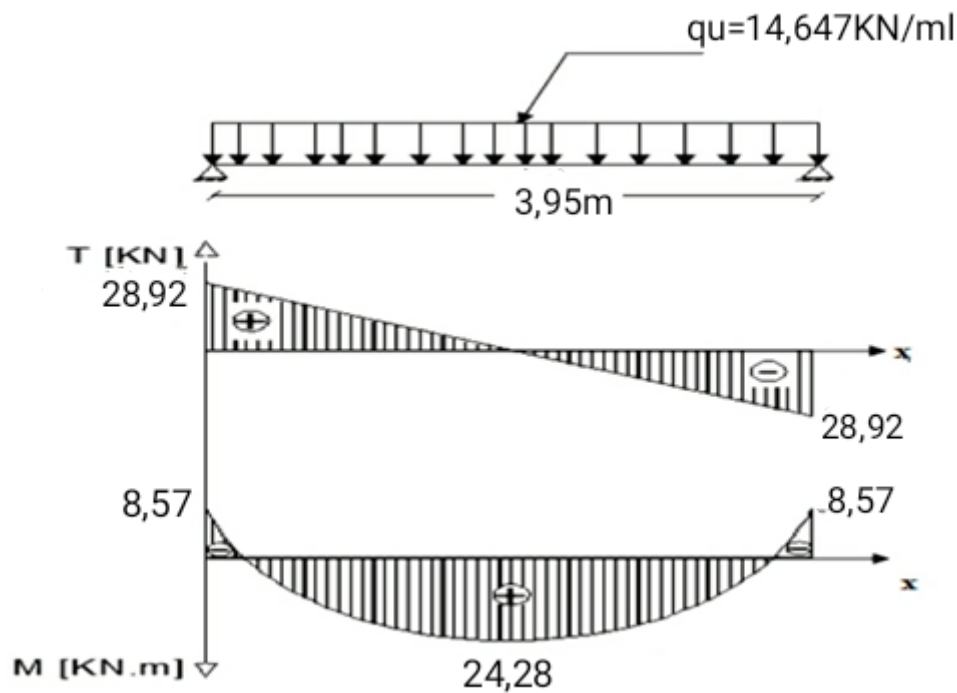


Diagramme du moment et d'effort tranchant

**f. Calcul des armatures longitudinales :**

b = 25 cm, c = 3 cm, d = 27 cm.

- Aux appuis :**

$$M_{ua} = -8.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.57 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.033 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.033 \rightarrow \beta = 0.9845$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.57 \times 10^3}{0.9845 \times 27 \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>**.

- En travée :**

$$M_{ut} = 24.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24.28 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.093 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.093 \rightarrow \beta = 0.9515$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24.28 \times 10^3}{0.9515 \times 27 \times 348} = 2.72 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

**III.5.3.2 Vérification à l'ELU:****a. Condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

La section des armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.82 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.82 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \psi_s = 1.5 \text{ (Pour les aciers HA)}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{28.92 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 11.3 \times 10} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.05 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque d'entraînement des barres.}$$

**c. Encrage des barres (Art 6.1.2) :**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$L_s = 40\varnothing = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_s = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm}$$

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

**d. Calcul les armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_1 \right\}$$

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; \frac{25}{10}; 12 \right\} = \min \{0.857, 2.05, 1.2\} = 0.857 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } \varnothing_t = 8 \text{ mm} \leq 8.57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et une épingle en **4HA8=2.01cm<sup>2</sup>**

**e. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

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

$$V_{max}=28.92KN$$

$$\tau_u = \frac{28.92 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.43MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

Donc :  $\tau_u = 0.43MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \rightarrow$  il n'y a pas risque de cisaillement.

**f. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art 5.1.3.2 BAEL) :**

**Influence sur l'acier :**

$$A_u = \frac{V_u + \frac{M_{ua}}{0.9d}}{\frac{f_e}{1.15}} = \frac{28.92 + \frac{-8.57}{0.9 \times 0.27}}{\frac{400}{1.15}} = 0.0184cm^2$$

$$A_a = 3.39cm^2 > A_u = 0.0184cm^2$$

**Influence sur le béton:**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 250 \times 270 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 405KN$$

Donc :  $V_u = 28.92KN < 405 KN \rightarrow$  Condition vérifiée.

**g. Espacement d'un cadre (A.5.1, 22 BAEL91/révisée99)[1] :**

L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(0.9 \times 27; 40cm) = \min(24.3; 40) = 24.3cm$$

Soit :  $S_t = 20cm$

**h. Section minimale d'armatures d'âme (Art. A.5.1, 22 BAEL91/révisée99) [1] :**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2.01 \times 400}{25 \times 20} = 1.60 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**i. Armature transversale (Exigence du RPA 99 version 2003 (Art7.5.2.2) [3] :**

La quantité d'armature transversale minimales est données par :

• **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min(7.5; 14.4)$$

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

• **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

**j. Quantité d'armatures transversales minimales (RPA99 version 2003(Art7.5.2.2)**

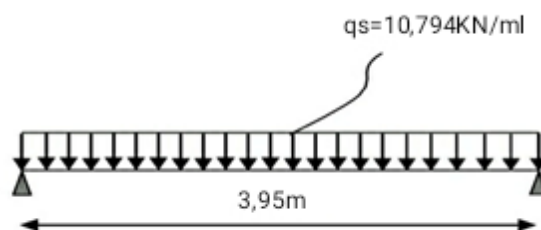
$$A_t \geq A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III .5.4.Calcul à l'ELS :

Calcul des efforts internes :

$$q_s = 10.794 \text{ KN/ml}$$



**Figure III-5-2 : Schéma statique du calcul à l'ELS**

**a. Réactions aux appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{10.794 \times 3.95}{2} = 21.32 \text{ KN}$$

**b. Les moments :**

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{10.794 \times 3.95^2}{8} = 21.05 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

- **Aux appuis :**  $M_a = -0,3 \times 21,05 = -6,315 \text{ KN.m}$
- **En travée :**  $M_t = 0,85 \times 21,05 = 17,89 \text{ KN.m}$

**III.5.7. Vérification à l'ELS (BAEL91/Art.4.5,2) :****a. Etat limite de compression du béton :**

On doit avoir :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d}$$

Zone	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	17.89	3.39	0.342	0.909	39.95	215	5.38	15	Condition vérifiée
Appuis	6.315	2.36	0.349	0.9085	39.65	109	2.75	15	Condition vérifiée

**Tableau III-5-1 : Vérification à l'ELS**

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

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

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire (**Article A.4.5, 32 du BAEL 91**) [14].

**c. Vérification de la flèche (BAEL.99/Art b.6.5.2) :**

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_{st}}{10M_{0s}} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{395} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{395} = 0.075 < \frac{M_{st}}{10M_{0s}} = \frac{17.89}{10 \times 21.05} = 0.084 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{3.39}{25 \times 27} = 0.0050 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La 2<sup>ème</sup> conditions n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche.

**Calcul de la flèche :**

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0.79 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{max} L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f : \text{La flèche admissible.} \\ E_v : \text{module de déformation différée ( } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818886 \text{ MPa )} \\ I : \text{moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section} \\ V_1 : \text{Position de l'axe neutre } V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \end{array} \right.$$

**a. Calcul de la section homogénéisée :**

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 25 \times 30 + 15 \times 3.39 = 800.85 \text{ cm}^2$$

**b. Moment statique de la section homogénéisée :**

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 27 = 12622.95 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12622.95}{800.85} = 15.76 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 15.76 = 14.24 \text{ cm}$$

**c. Moment d'inertie totale de la section homogénéisée :**

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_1)^2 = \frac{25}{3}(15.76^3 + 14.24^3) + 15 \times 3.39(15.76 - 2)^2 = 66288.31 \text{ cm}^4$$

**d. La flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \frac{10.794 \times 10^3 \times 3.95^4}{108188.86 \times 66288.31 \times 10^{-2}} = 0.477 \text{ cm}$$

D'où :  $f = 0.477 < \bar{f} = 0.79 \rightarrow$  Condition vérifiée.

Donc : les armatures calculées a l'ELU sont suffisantes.

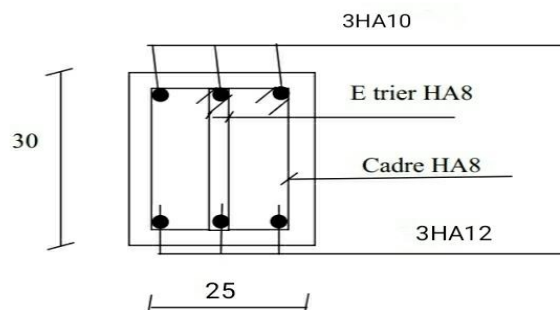
## Conclusion :

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour la poutre de chaînage :

- **En travée :** 3 HA 12 = 3.39 cm<sup>2</sup>.
- **Aux appuis :** 3 HA 10 = 2.36 cm<sup>2</sup>.

**Les armatures transversales :** 4HA8

Avec un espacement :  $\begin{cases} \text{Zone nodale: } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$



**Figure III-5-3 : Le ferrailage de la poutre de chaînage**



### III.6.La salle machine :

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

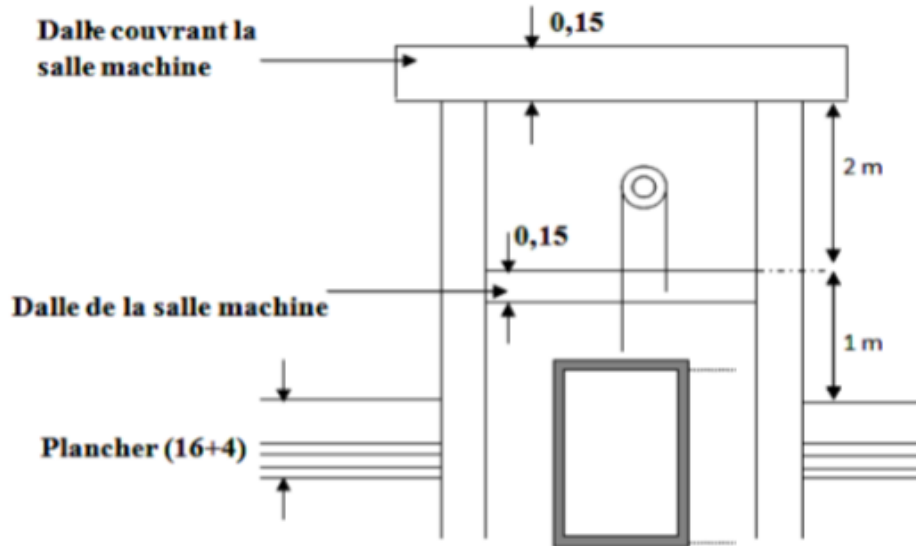


Figure III-6-1 : Schéma de l'ascenseur

#### III.6.1.Caractéristique de la cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur de :

- $L_x = 1.1 \text{ m}$ .
- $L_y = 1.65 \text{ m}$ .
- La surface de passage d'ascenseur est :  $S = L_x \times L_y = 1.1 \times 1.65 = 1.8 \text{ m}^2$ .
- La surface de la cabine est de  $S' = 1.815 \text{ m}^2$

#### Charges nominales et le poids total :

Les Constructeurs précisent pour chacun de leur appareil une charge nominale pour un nombre de personnes, pour laquelle ils garantissent un fonctionnement normal.

- Charge 630 Kg ..... 8 personnes.
- Vitesse d'entraînement est :  $V = 1 \text{ m / s}$ .
- la charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée, est de : 9 tonnes ( $P = 90 \text{ KN}$ ).

### III.6.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

La dalle est soumise aux charges suivantes :

- Charges localisées sur un rectangle concentrique de la dalle.
- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle.

#### III.6.2.1. Sous charge localisée :

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

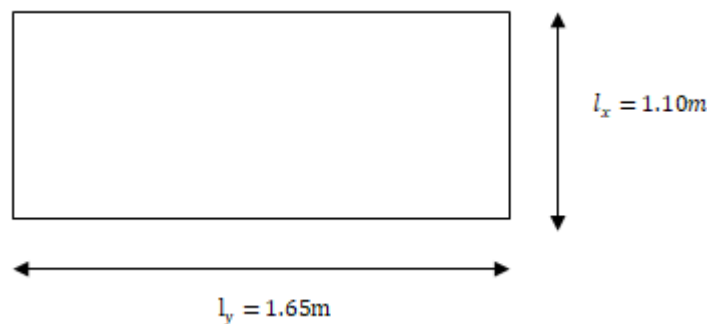


Figure III-6-2 : Panneau de la dalle de la salle machine

#### a. Dimensionnement de la dalle de la cage :

Epaisseur de la dalle :

On a :

$$\frac{l_x}{30} \leq h_t \leq \frac{l_y}{15} \Rightarrow 3.66 \leq h_t \leq 11 \Rightarrow \text{on opte pour } h_t = 15\text{cm}$$

**NB :** le **RPA 2003** exige une hauteur  $h_t \geq 12\text{cm}$ , ainsi, nous adoptons une hauteur  $h_t = 15\text{cm}$ .

#### b. Calcul des sollicitations :

On a:  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.1}{1.65} = 0.66 > 0.4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens}$

## c. Calcul de U et V :

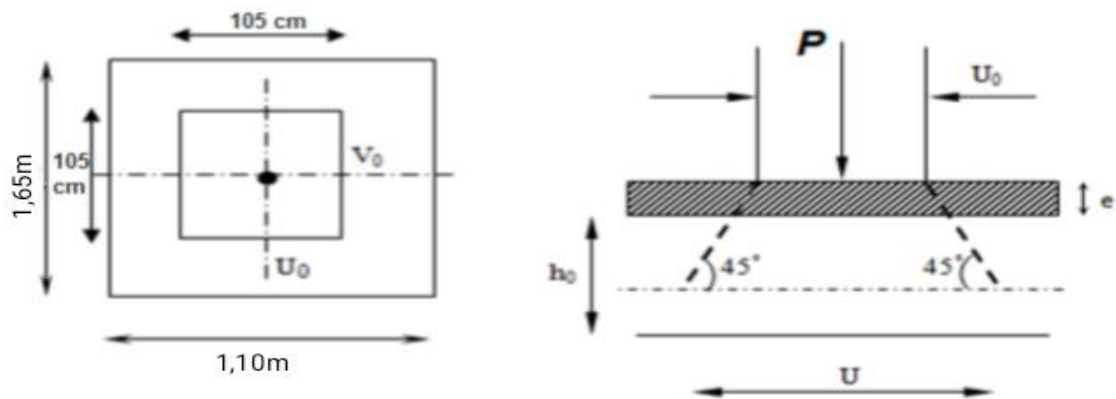


Figure III-6-3 : Schéma représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen

« U, V » coté du rectangle sur lequel s'applique la charge P ( $P=90\text{KN}$ ) compte tenu de la diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton.

Ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle. Pour un revêtement en béton :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t \end{cases}$$

Avec:

- $\xi$ : coefficient de la nature de revêtement  $\rightarrow \xi = 1$  (revêtement en béton).
- $h_t$ : hauteur de la dalle ( $h_t = 15\text{ cm}$ ).
- $U_0 \times V_0$ : surface de contact, zone dans laquelle q est concentrée ( $U_0 = V_0 = 80\text{ cm}$ ).

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

- $e$ : épaisseur de revêtement ( $e = 5\text{ cm}$ ).

D'où :

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105\text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105\text{ cm} \end{cases}$$

## ➤ Calcul des moments à l'ELU :

a. Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système de levage :

L'étude de la dalle se fait en utilisant les abaques de PIGEAUD, qui donnent les moments par mètre linéaire au centre de panneau. La dalle est appuyée sur ses 4 cotés.

- Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u(M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = P_u(M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

- $\nu$  : Coefficient de poisson à  $\begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$
- $P_u = 1.35P$  : Intensité de la charge concentrée calculée à l'ELU.
- $M_1$  et  $M_2$  : coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction de  $\rho_x$  et les rapports  $\frac{U}{l_x}$  et  $\frac{V}{l_y}$ .
- $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{105}{110} = 0.95 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{165} = 0.64 \end{cases}$$

Avec :  $\rho_x = 0.66$  avec une triple interpolation on trouve  $\rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.066 \\ M_2 = 0.037 \end{cases}$

$$P_u = 1.35P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN. (La charge totale à l'ELU)}$$

Pour une bande de 1m de largeur, les moments au milieu de panneau sont:

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u(M_1 + \nu M_2) = P_u M_1 \\ M_{y1} = P_u(M_2 + \nu M_1) = P_u M_2 \end{cases} \quad \text{Avec : } \nu = 0 \text{ à l'ELU}$$

D'où :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u M_1 = 121.5 \times 0.066 = 8.02 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P_u M_2 = 121.5 \times 0.037 = 4.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.6.2.2. Sous charge uniformément répartie :

➤ Calcul des moments à l'ELU :

- Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au poids propre de la dalle pleine et de la surcharge :

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

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

Les valeurs de coefficient  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont données, en fonction du rapport  $\rho_x$  et du coefficient du poisson  $\nu = 0$  à l'ELU

$\rho_x = 0.66$  la dalle travaille dans les deux sens

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0733 \\ \mu_y = 0.382 \end{cases}$$

- **Poids propre de la dalle :**

$$G = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

- **La surcharge d'exploitation :**

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

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \rightarrow \quad q_u = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.52 \text{ KN/ml}$$

D'où :

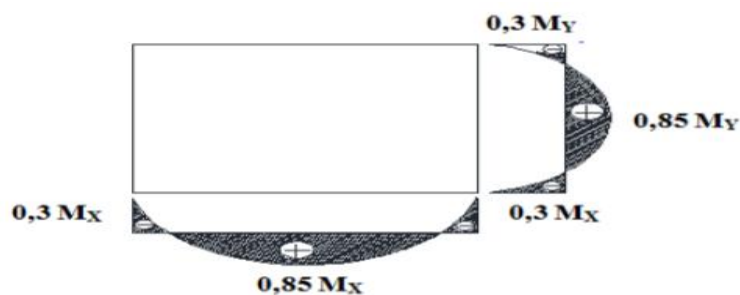
$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0733 \times 6.562 \times 1.1^2 = 0.582 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.382 \times 0.582 = 0.222 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**b. Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.019 + 0.582 = 8.6 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.5 + 0.222 = 4.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Remarque :**

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.



**Figure III-6-4 :** Diagramme des moments de panneau de dalle en travée et aux appuis

**c. Correction des moments :****Les moments en travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 8,6 = 7.31 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 4.72 = 4.01 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Les moments aux appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3M_x = -0.3 \times 8,6 = -2.58 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0.3M_y = -0.3 \times 4.72 = -1.42 \text{N.m} \end{cases}$$

**III.6.3.Ferraillage de la dalle :**

Le calcul des armatures s'effectue en flexion simple, le moment max s'exerce selon la petite portée, par conséquent les armatures correspondantes constituant le premier lit.

**➤ En travée :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur de la dalle, tel que ses caractéristiques sont:

$$b=100\text{m} \quad ; \quad h_t=15\text{cm}$$

**Armatures // à XX :**

$$d=h_t-c=15-2=13\text{cm}$$

$$f_{bu}=14.2\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.31}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.03 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.03 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.31 \times 10^4}{0.985 \times 0.13 \times 348 \times 10^3} = 1.48 \text{cm}^2$$

Soit : 4HA10/ml  $A_x^t = 3.14 \text{cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $s_t=25\text{cm}$ .

**Armatures // à YY :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.01}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.016 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.01 \times 10^4}{0.992 \times 0.13 \times 348 \times 10^3} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10/ml  $A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $s_t=25\text{cm}$

➤ **Aux appuis :**

**Armatures // à XX :**

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.58}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.01 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.01 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.58 \times 10^4}{0.995 \times 0.13 \times 348 \times 10^3} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10/ml  $A_x^a = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $s_t=25\text{cm}$ .

**Armatures // à YY :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.42}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.006 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.006 \rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.42 \times 10^4}{0.997 \times 0.13 \times 348 \times 10^3} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10/ml  $A_y^a = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $s_t=25\text{cm}$

La zone	Le sens	$M_u [KN. m]$	$\mu$	$\beta$	A [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>adopté</sub> [cm <sup>2</sup> ]		S <sub>t</sub> [cm]
Aux appuis	X-X	2.58	0.01	0.995	0.57	3.14	4HA10	25
	Y-Y	1.42	0.006	0.997	0.31	3.14	4HA10	25
En travée	X-X	7.31	0.03	0.985	1.48	3.14	4HA10	25
	Y-Y	4.01	0.016	0.992	0.89	3.15	4HA10	25

**Tableau III-6-1 :** Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine

**III.6.4.Vérification à L'ELU :****a. Condition de non fragilité : [Art A.2.1du BAEL.91]**

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondant au taux d'armature suivant :

**Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{S} \geq \omega_0 \times \frac{(3-\rho_x)}{2} \quad \rightarrow \quad A_{min}^x \geq \omega_0 \times \frac{(3-\rho_x)}{2} \times S$$

Avec :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 0.66$$

$\omega_0$  = Taux d'acier minimal 0.8‰=0.0008 pour Fe400.

$\omega_x$  : Taux minimal d'acier en travée dans le sens X-X.

$A_{min}$  : section minimale d'armatures.

$$A_{min}^x \geq 0.00008 \times \frac{(3-0.66)}{2} \times (100 \times 15) = 1.40 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1.40 \text{ cm}^2 < A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ A_{min}^x = 1.40 \text{ cm}^2 < A_x^a = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

**Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$$\omega_y = \frac{A_{min}^y}{b \times h} \geq \omega_0 = 0.0008 \quad \rightarrow \quad A_{min}^y \geq \omega_0 \times b \times h$$

- $\omega_y$  : Taux minimal d'acier dans le sens Y-Y.

$$A_{min}^y \geq 0.00008 \times (100 \times 15) = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{min}^y = 1.20 \text{ cm}^2 < A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ A_{min}^y = 1.20 \text{ cm}^2 < A_y^a = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

**b. Le diamètre maximal des barres : [Art A.721du BAEL.91]**

On doit vérifier que  $\phi < \phi_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$



$\phi$  : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi = 10\text{mm} < \phi_{\max} = 15\text{mm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### c. Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

- **Direction la plus sollicitée** : min (2h; 25cm)
- **Direction perpendiculaire** : min (3h; 33cm)

**Armatures Ax // Lx :**

$$\begin{cases} \text{Armatures supérieures} : S_t = 25 \text{ cm} & \leq \min(2h = 30 \text{ cm}; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \rightarrow CV \\ \text{Armatures inférieures} : S_t = 25 \text{ cm} & \leq \min(3h = 45 \text{ cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow CV \end{cases}$$

**Armatures Ay // Ly :**

$$\begin{cases} \text{Armatures supérieures} : S_t = 25 \text{ cm} & \leq \min(2h = 30 \text{ cm}; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \rightarrow CV \\ \text{Armatures inférieures} : S_t = 25 \text{ cm} & \leq \min(3h = 45 \text{ cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow CV \end{cases}$$

### d. Condition de non poinçonnement : (Art A-5-2-42 BAEL91)

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée.

$$P_u = 1.35P \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

Avec :

$U_c$  : Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U + V) + 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$P_u = 121.5 \text{ KN} < 472.5 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### e. La contrainte tangentielle :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

**Au milieu de U (sens X-X) :**

$$T_u = \frac{P_u}{2U+V} \quad \text{Avec : } P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121.5}{2(1.05)+1.05} = 38.57KN$$

**Au milieu de U (sens Y-Y) :**

$$T_u = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{121.5}{2(1.05)+1.05} = 38.57KN$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.29MPa$$

Donc :

$$\tau_u = 0.29MPa \leq \min \left( \frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28} = 3.33MPa; 5MPa \right) = 3.33MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III.6.5.Vérification à L'ELS :

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

➤ **Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système de levage :**

$$\text{A l'ELS} \begin{cases} v = 0.2 \\ P = 90KN \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u(M_1 + vM_2) = 90(0.066 + 0.2 \times 0.037) = 6.61KN \\ M_{y1} = P_u(M_2 + vM_1) = 90(0.037 + 0.2 \times 0.066) = 4.52KN \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au poids propre de la dalle pleine et de la surcharge :**

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75KN/m^2$$

$$\rho_x = 0.66 \begin{cases} \mu_x = 0.0733 \\ \mu_y = 0.382 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0733 \times 4.75 \times 1.1^2 = 0.42KN.m \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.382 \times 0.42 = 0.16KN.m \end{cases}$$

➤ **Les moments globaux :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.61 + 0.42 = 7.03KN.m \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.52 + 0.16 = 4.68KN.m \end{cases}$$

## ➤ Correction des moments :

Les moments en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 7.03 = 5.98 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 4.68 = 3.98 \text{ m} \end{cases}$$

Les moments aux appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3M_x = -0.3 \times 7.03 = -2.1 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3M_y = -0.3 \times 4.68 = -1.4 \text{ N.m} \end{cases}$$

## ➤ Vérification des contraintes dans le béton:

Sens X-X :

## ➤ En travée :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.921 \\ K_1 = 48.29 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 d A} = \frac{5.98 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 159.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{159.06}{48.29} = 3.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## ➤ Aux appuis :

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

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.921 \\ K_1 = 48.29 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 d A} = \frac{2.1 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 55.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{55.85}{48.29} = 1.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens Y-Y :**

➤ **En travée :**

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.921 \\ K_1 = 48.29 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{4.68 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 124.48 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{124.48}{48.29} = 2.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.921 \\ K_1 = 48.29 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{1.4 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 37.23 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{37.23}{48.29} = 0.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : (A.4.5, 32 BAEL 91 /révisé99)**

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Etat limite de déformation : (BAEL 91/ Art. B.7.5)**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \\ \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20M_x} \end{cases}$$

Avec :

**h** : hauteur de dalle est égale a 15 cm.

**M<sub>x</sub><sup>t</sup>** : Moment entravé de la dalle continue dans la direction *lx*.

**M<sub>x</sub>** : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale 1[m].

**A<sub>x</sub>** : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m].

**d** : La hauteur utile de la bande est égale a 13 cm.

**b** : La largeur de bande égale à 1[m].

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{110} = 0.13 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.002 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{110} = 0.13 \geq \frac{M_x^t}{20M_x} = \frac{5.98}{20 \times 7.03} = 0.04 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées ; Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Le ferrailage de la dalle de salle machine est comme suit :

#### **Ferrailage suivant X-X :**

- Aux appuis : 4HA10 / ml avec un espacement St=25 cm.
- En travées : 4HA10 / ml avec un espacement St=25 cm.

#### **Ferrailage suivant Y-Y :**

- Aux appuis : 4HA10 / ml avec un espacement St=25 cm.
- En travées : 4HA10 / ml avec un espacement St=25 cm.

#### **Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons fait le calcul des armatures des éléments non structuraux pour assurer une bonne stabilité tout en respectant les lois et les règles du BAEL91 modifié et du RPA99 version2003.

## Introduction

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP....etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

### IV.1.Description du logiciel ETABS :

ETABS est l'abréviation de « Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems » pouvant être traduit par « Analyse tridimensionnelle étendue des systèmes de construction ». Ce logiciel a été développé par la compagnie américaine « COMPUTERS and STRUCTURES » avec une première version datant de 1984.

ETABS est destiné à la conception et l'analyse des structures de génie civil. Grâce à une interface graphique unique, il permet une modélisation facile et rapide avec un choix illimité de matériaux.

Il permet aussi :

- La modélisation de tous types de structures.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- Le calcul et le dimensionnement des éléments.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration ....etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels.

### IV.2.Choix de la Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas nous utilisons la méthode modale spectrale avec un spectre de réponse défini dans le (RPA99/version 2003).

### IV.3.Présentation de la méthode dynamique modale spectrale :

La méthode modale spectrale consiste en l'analyse dynamique de la structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques.

### IV.4.Étapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Définir la géométrie de la structure.
- Spécifier les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.
- Introduire les charges statiques et dynamiques.
- Spécifier les conditions aux limites.
- Lancer l'analyse.

#### IV.4.1.Définir la géométrie de la structure :

##### a. Choix des unités :

La première étape consiste à choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS en bas de l'écran, l'unité utilisée dans notre cas est (KN.m).



##### b. Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran, nous sélectionnons : **File** → **New model**.

Dans la fenêtre qui apparaît nous cliquons sur : **No**.

Cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x : 6
- Le nombre de portique suivant y-y : 4
- Le nombre d'étages : 8 niveaux.

**Building Plan Grid System and Story Data Definition**

**Grid Dimensions (Plan)**

☐ Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction: 6

Number Lines in Y Direction: 4

Spacing in X Direction: 4,2

Spacing in Y Direction: 4,4

☒ Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

**Story Dimensions**

☐ Simple Story Data

Number of Stories: 8

Typical Story Height: 3,06

Bottom Story Height: 4,08

☒ Custom Story Data Edit Story Data...

**Units**

KN-m

**Add Structural Objects**

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**

OK Cancel

### c. Modification de la géométrie de base :

#### • Les longueurs des travées :

Nous allons procéder à la modification des longueurs des travées et des hauteurs d'étage.  
Nous cliquons sur **Custom** → **Grid Edit Grid**.

☒ Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des trames suivant X-X et Y-Y.

Display Grids as

☐ Ordinates ☒ Spacing



**Define Grid Data**

Edit Format

**X Grid Data**

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	4,2	Primary	Show	Top	
2	B	4,2	Primary	Show	Top	
3	C	3,4	Primary	Show	Top	
4	D	4,2	Primary	Show	Top	
5	E	4,2	Primary	Show	Top	
6	F	0	Primary	Show	Top	
7						
8						
9						
10						

**Y Grid Data**

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	4,4	Primary	Show	Left	
2	2	4,4	Primary	Show	Left	
3	3	2,4	Primary	Show	Left	
4	4	0	Primary	Show	Left	
5						
6						
7						
8						
9						
10						

**Units**

KN-m

Display Grids as

☐ Ordinates ☒ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Par la suite nous cliquons sur **Ok**.



- **Étage :**

Sur **story dimensions** nous introduisons le nombre de planchers que nous avons (Number of stories), puis **Custom Story Data Edit Story Data**. Nous introduisons les hauteurs des différents étages

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
9	STORY8	2.7	25.14	Yes		No	0.
8	STORY7	2.7	22.08	No	STORY8	No	0.
7	STORY6	3.06	19.38	No	STORY8	No	0.
6	STORY5	3.06	16.32	No	STORY8	No	0.
5	STORY4	3.06	13.26	No	STORY8	No	0.
4	STORY3	3.06	10.2	No	STORY8	No	0.
3	STORY2	3.06	7.14	No	STORY8	No	0.
2	STORY1	4.08	4.08	No	STORY8	No	0.
1	BASE		0.				

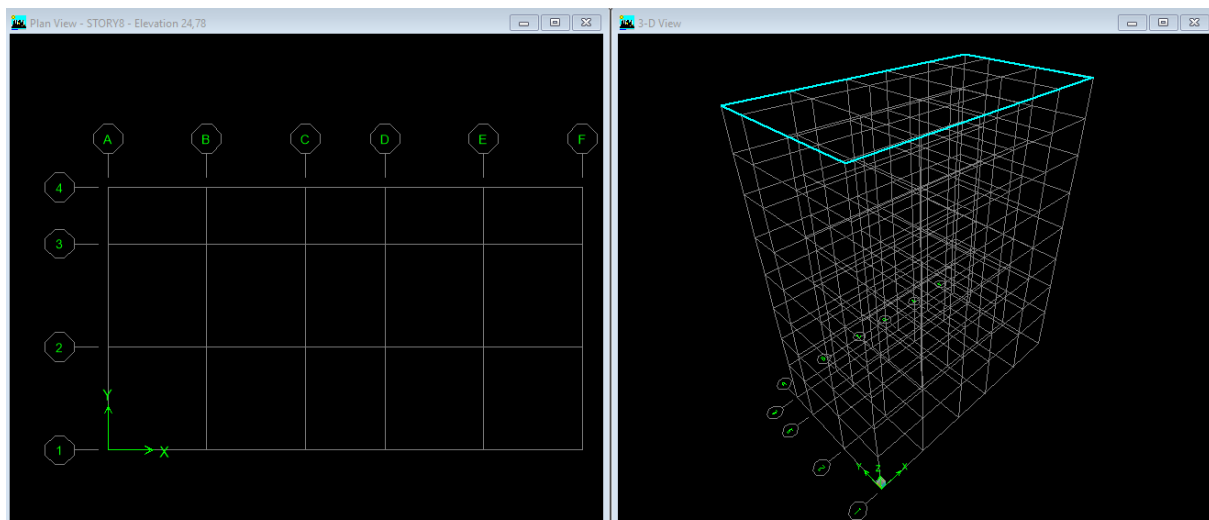
Reset Selected Rows

Height	<input type="text" value="3.06"/>	<input type="button" value="Reset"/>
Master Story	<input type="text" value="No"/>	<input type="button" value="Reset"/>
Similar To	<input type="text" value="NONE"/>	<input type="button" value="Reset"/>
Splice Point	<input type="text" value="No"/>	<input type="button" value="Reset"/>
Splice Height	<input type="text" value="0"/>	<input type="button" value="Reset"/>

Units

Change Units

Après validations des étapes précédentes, nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en 3D et l'autre en 2D comme indiqué sur la figure :



#### IV.4.2. Spécification des propriétés mécaniques et géotechniques des matériaux :

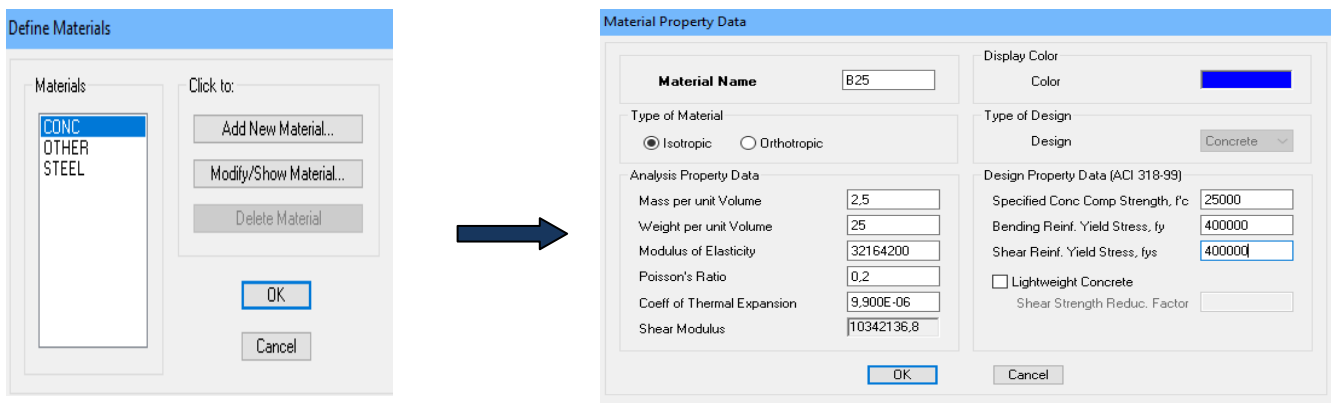
##### a. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

On clique sur **Define Materials**, on sélectionne **Concrete** (béton) puis on clique Sur **Modify/Show System** puis on introduit les caractéristiques mécaniques suivantes :

Le béton :

Masse volumique béton :  $25 \text{ KN/m}^3$ .

- Poids volumique béton :  $25 \text{ KN/m}^3$ .
- Module de Young:  $32164200 \text{ KN/m}^2$ .
- Contrainte max du béton à la compression :  $25000 \text{ KN/m}^2$ .
- Contrainte max des aciers longitudinaux :  $400000 \text{ KN/m}^2$ .
- Contrainte max des aciers transversaux :  $400000 \text{ KN/m}^2$



##### Remarque :

Le matériau « B25 » est affecté aux poteaux, poutres et voiles, le logiciel calcule automatiquement le poids propre de ces éléments.

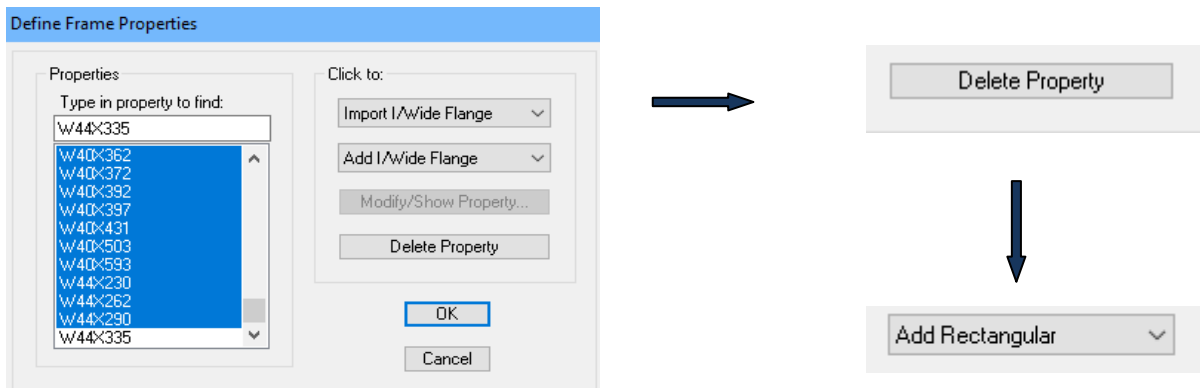
Il est affecté aussi aux plancher en corps creux et aux dalles pleines, on doit juste soustraire le poids du béton de leurs poids total.

##### b. Caractéristiques géométriques des éléments : (poteaux, poutres, voile...etc)

On va définir chaque élément de la structure les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles

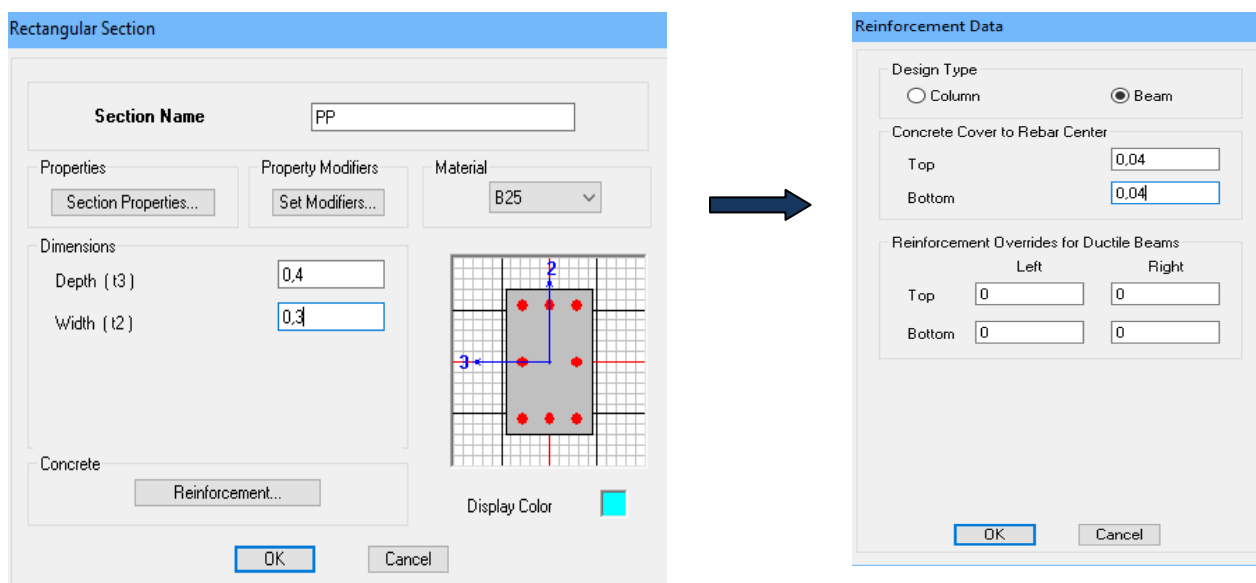
##### • poutres et poteaux :

Nous commençons par les poutres principales (PP) ensuite les poutres secondaires (PS). Nous procédons comme suit :

**Define → Frame sections**

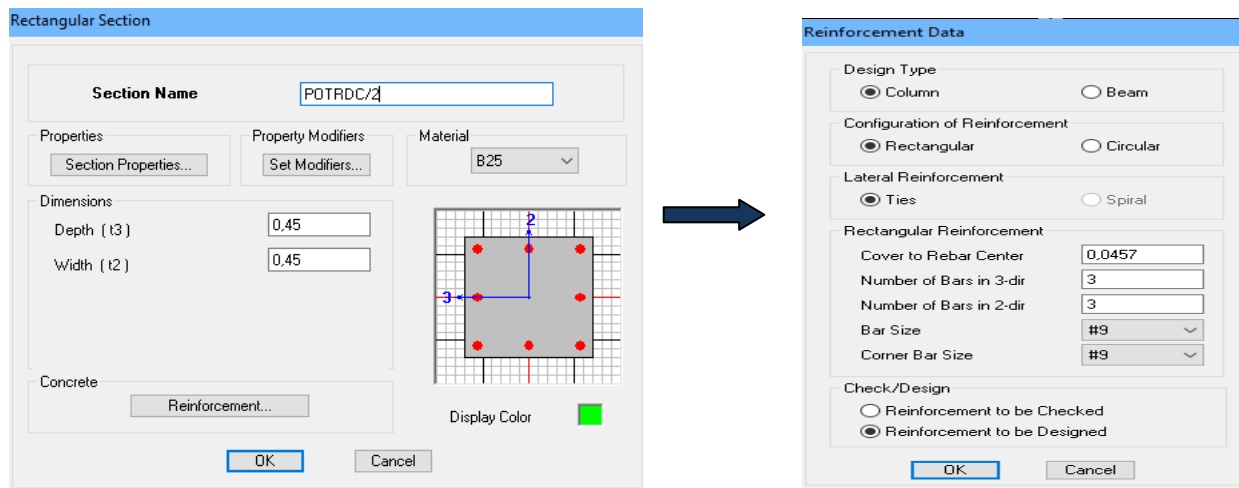
Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete Property**. Ensuite nous cliquons sur : **Add I / Wide Flange → Add rectangular**.

Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions de l'élément :



Puis sur : **Reinforcement → Beam**.

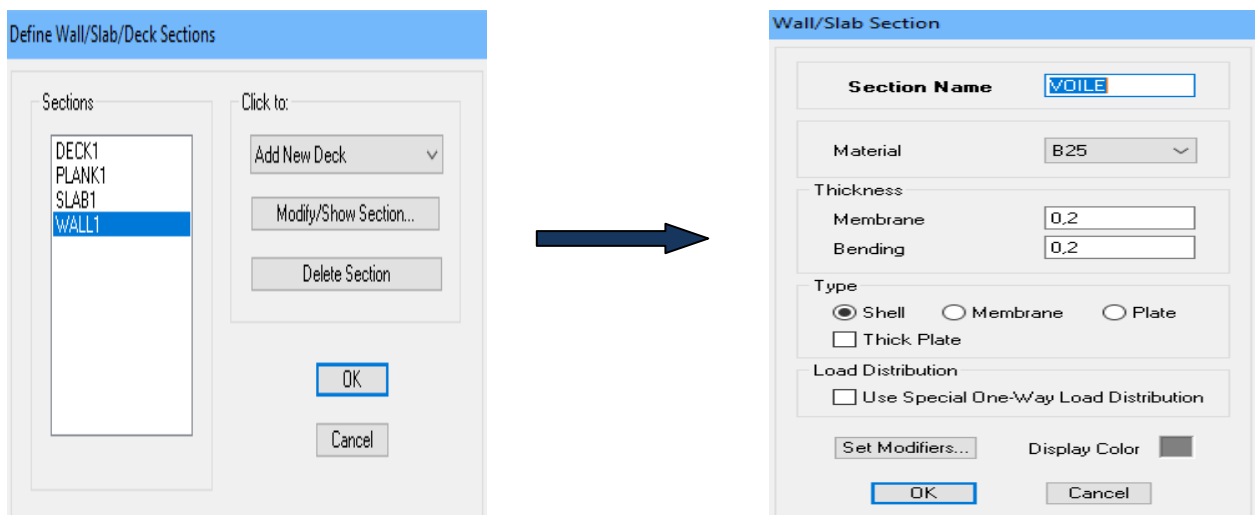
La procédure est la même pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre **Beam** et faire la sélection sur **Column**.



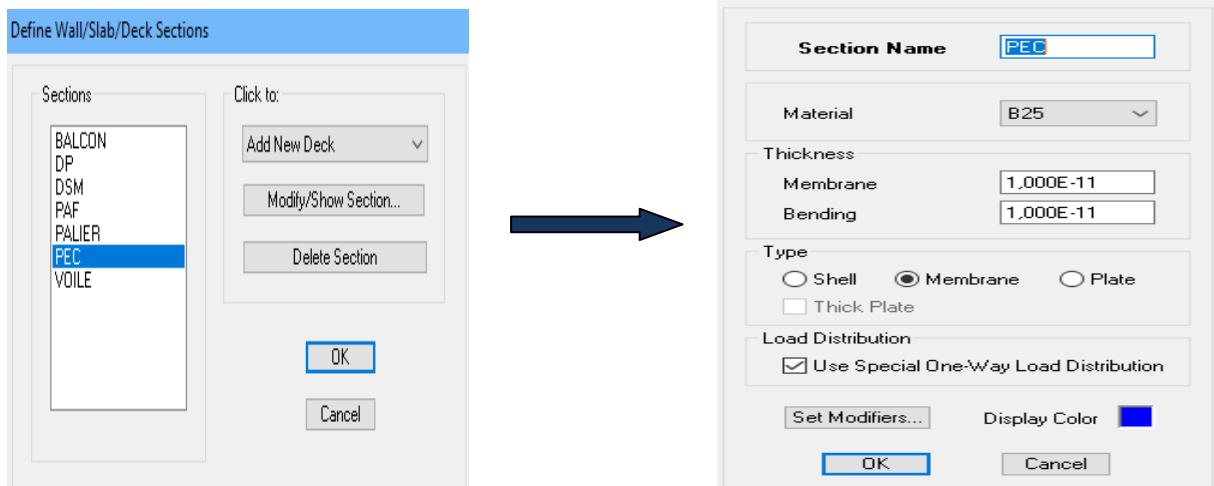
Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux, poutres), on passe aux éléments planchers, et voiles.

- **Voiles :**

**Define** → **wall/slab/deck sections** → **Add new wall (Voile)**



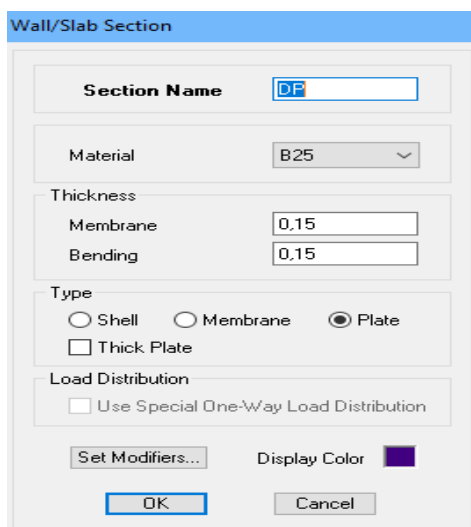
- **Planchers en corps creux :**



L'option « **Use Special One-Way Load Distribution** » permet de choisir le sens de distribution des charges (Sens des poutrelles).

Cette option permet uniquement la transmission des charges uniformes du corps creux aux poutres principales. Pour les poutres secondaires, il faut les sélectionner et les charger à part tel qu'il suffit de multiplier la charge surfacique (G ou Q) par (0.65) pour les poutres intermédiaires et par (0.65/2) pour les poutres de rives.

- **Pour les dalles pleines:**



### c. Affectation des éléments suivant les lignes de construction (Grid lignes)

#### a. Les poutres :

L'affectation des poutres au lignes de construction se fait en **Plan View** (Vue en plan) en utilisant les cheminements suivant **Draw** → **Draw Line Objects** → **Draw Lines** (Plan, Elev, 3D) et **Draw** → **Draw Line Objects** → **Create Lines in Region or at Clicks** (Plan, Elev, 3D)

Cette commande permet de modéliser un élément du point A au point B sans interruption en effectuant un cliqué-glissé.

En sélectionnant cette commande et avant de commencé l'affectation, il faut au préalable choisir l'élément voulu et ceci dans la liste déroulante de **Property** .

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	PP
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0,
Drawing Control Type	None <space bar>

#### b. Les poteaux :

La méthode consiste à se mettre en **Plan View** (Vue en plan) puis utiliser les cheminements suivant **Draw** → **Draw Line Objects** → **Create Columns in Region or at Clicks** (Plan) ou en utilisant l'icône **Create Columns in Region or at Clicks** (Plan) .

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	POTRDC/2
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0,
Drawing Control Type	None <space bar>

#### c. Les voiles :

Pour modéliser les voile, l'utilisateur doit se mettre en **Plan View** comme suit **Draw** → **Draw Area Objects** → **Draw Walls** (Plan) . Cette méthode est idéale pour modéliser les bouts de voiles car elle permet de fixer des paramètres comme la longueur ou l'angle d'orientation du voile grâce à l'option **Drawing Control** .

Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	VOILE
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	None <space bar>

#### d. Les dalles pleines :

Pour des dalles de forme rectangulaire ou carré, on utilise cette **Draw** → **Draw Area Objects** → **Draw Rectangular Areas (Plan, Elev.)**.

Properties of Object	
Property	DP
Local Axis	0,
X Dimension (if no drag)	0,
Y Dimension (if no drag)	0,

#### e. Les planchers en corps creux :

La méthode est la même que celle utiliser pour les dalles pleines rectangulaires.

Properties of Object	
Property	PEC
Local Axis	0,
X Dimension (if no drag)	0,
Y Dimension (if no drag)	0,

### IV.4.3.Introduire les charges statiques et dynamiques :

#### 1. Définition des charges statiques (G, Q) :

##### a. Poids propre de la structure :

La méthode à suivre afin de tenir compte du poids propre de la structure est la suivante

**Define** → **Static Load Cases** Une boîte de dialogue intitulée **Define Static Load Case Names** apparaît tel que les paramètres doivent être définies comme suit :

Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	DEAD	1	
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK

Cancel

**Remarque :**

En introduisant la valeur de 1 dans la case « **Self Weight Multiplier** », le logiciel prend en compte le poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentes G.

**b. Charges statiques pour les éléments linéaires :**

Pour introduire ces charges il faut :

- ◆ Sélectionner le ou les éléments linéaires en question (Poutres secondaires).
- ◆ Choisir le cas de charge.
- ◆ Introduire l'intensité des charges (G et/ou Q).

Dans notre cas on distingue un seul type de chargement :

**c. Charges réparties :**

Pour l'introduction d'une charge répartie la procédure à suivre est → **Assign Frame/Line Loads** → **Distributed** .Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité et sa direction.



#### d. Charges statiques pour les éléments surfaciques :

Pour introduire ces charges il faut :


- e. Sélectionner le ou les éléments surfaciques en question (Dalles pleines, plancher en corps creux ...).
- f. Choisir le cas de charge.
- g. Introduire l'intensité des charges (G et/ou Q).

Pour l'introduction d'une charge répartie la procédure à suivre est → **Assign Shell/Area Loads** → **Uniform**. Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité et sa direction.

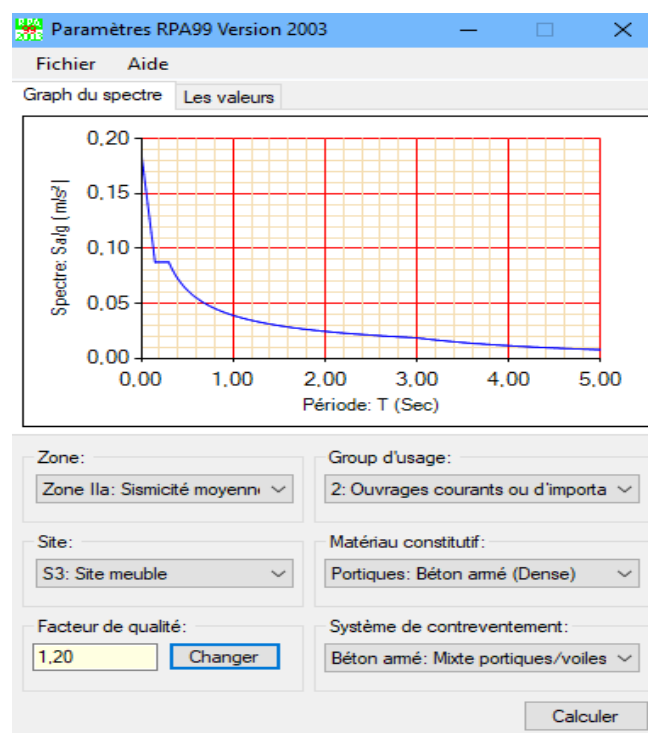
#### 2. Charges dynamiques (Sismiques) :

L'introduction du chargement dynamique (Sismique) passe par trois principales étapes

##### 1<sup>er</sup> étape : Définition du spectre de réponse

Le spectre de réponse est défini grâce à l'application externe  **RPA 99\_2003** qui permet d'établir ce spectre sous forme de graphique ou de fichier Texte en fonction des différents paramètres de la structure (Zone, groupe d'usage, coefficient de comportement, Facteur de qualité Q, Remplissage et Site l'implantation).

Après avoir été établie, le spectre de réponse est enregistré sous forme de fichier Text pour être importé dans ETABS par la suite.



a. **Zone sismique (A 3.1./RPA99/2003) :**

Selon la carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage globale de différentes wilayas (l'annexe I), la wilaya de TIZI OUZOU est classée comme une zone de **moyenne sismicité**

(II a).

b. **Importance de l'ouvrage (A3.2/RPA99/2003)**

Pour les bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m (notre cas :  $H = 27,84$  m) sont classées comme des **ouvrages courants ou d'importance moyenne (groupe 2)**.

c. **Site (A3.3/RPA99/2003)**

Selon le rapport de sol, le site de notre projet est classé comme **site meuble (S3)**

site	S1 (site rocheux)	S2 (site ferme)	S3 (site meuble)	S4 (site meuble) très
T1 <sub>sec</sub>	0,15	0,15	0,15	0,15
T2 <sub>sec</sub>	0,30	0,40	0,50	0,7

**Tableau IV.1 :** Valeurs de T1 et T2

d. **Système de contreventement (A3.4/RPA99/2003) :**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.).

Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Le règlement parasismique algérien RPA99/2003 a classé trois types de système de contreventement pour les structures en béton contreventé par portique et voiles :

- **Système2** : contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

- **Système 4.a** : contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles

- **Système 4.b** : contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

En fonction de pourcentage des charges verticales et horizontale, on peut fixer une valeur pour R (voir page 30 RPA)

## e. Facteur de qualité La valeur de Q

Est déterminée par la formule suivant :  $Q = 1 + \sum Pq$

Avec:

**Pq** : Pénalité retenir selon la satisfaction au non du critère de qualité ; sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Critères	Observé (Oui/Non)	Valeur des $P_q$
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
Redondance en plan	non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
	$\sum P_q =$	<b>0.20</b>

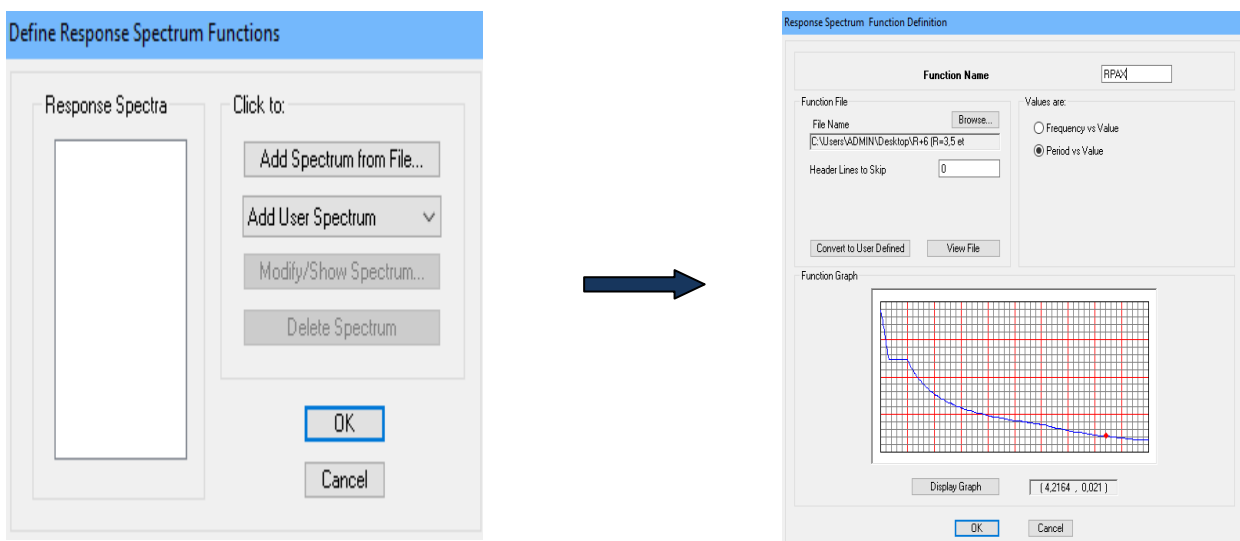
Tableau IV.2 : Valeur de Q

D'où :

$$Q_x = Q_y = 1 + 0.20 = 1.20$$

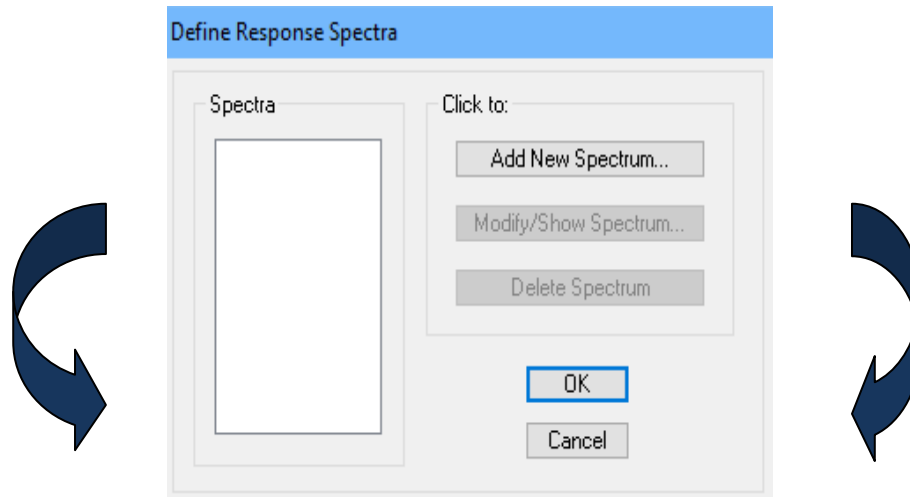
2<sup>ème</sup> étape : Introduction du spectre

L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait suivant le cheminement suivant **Define** → **Response Spectrum Functions** par la suite **Add Spectrum from File** tel que les étapes à suivre sont les suivantes :



### 3<sup>ème</sup> étape : Définir la charge sismique

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y et une composante verticale suivant l'axe Z (Négligée en Algérie). L'introduction de ces composantes se fait comme suit **Define** → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum** tel que les étapes à suivre sont les suivantes :



**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name**

Structural and Function Damping  
Damping

Modal Combination  
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC  
 f1  f2

Directional Combination  
☒ SRSS ☐ ABS   
☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	<input type="text" value="RPAx"/>	<input type="text" value="9.81"/>
U2	<input type="text"/>	<input type="text"/>
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Excitation angle

Eccentricity  
 Ecc. Ratio (All Diaph.)   
 Override Diaph. Eccen.

**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name**

Structural and Function Damping  
Damping

Modal Combination  
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC  
 f1  f2

Directional Combination  
☒ SRSS ☐ ABS   
☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	<input type="text"/>	<input type="text"/>
U2	<input type="text" value="RPAy"/>	<input type="text" value="9.81"/>
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Excitation angle

Eccentricity  
 Ecc. Ratio (All Diaph.)   
 Override Diaph. Eccen.

**a. Définition de la masse sismique :**

Masse source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposée concentrée en leur centre de masse

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{Formule 4-5 RPA99 version 2003})$$

Avec :

**W** : poids dû aux charges permanentes

**W<sub>i</sub>** : poids de l'étage i

**W<sub>Gi</sub>** : Poids dû aux charges permanentes

**W<sub>Qi</sub>** : Charges d'exploitation

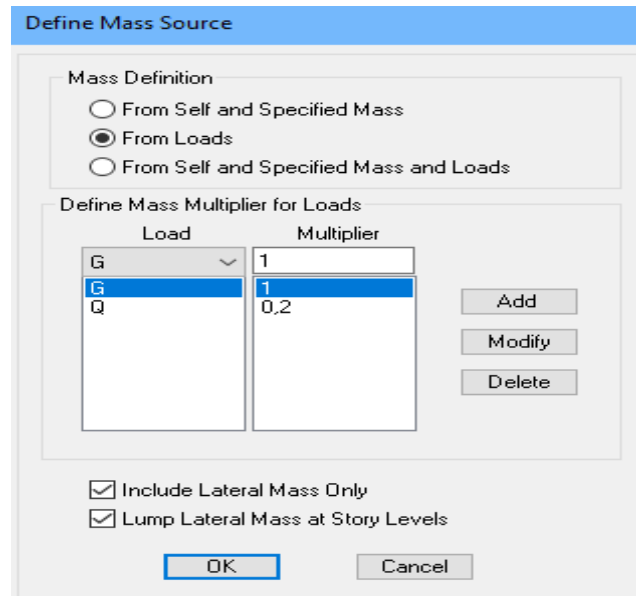
**β** : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

**Tableau IV.3:** Tableau Valeurs du coefficient de pondération β

Dans notre cas l'ouvrage est à usage d'habitation donc β=0.2

On introduit ces masses dans ETABS en passe par cette étape **Define** → **Masse source**  
→ **From Loads**



**Define Mass Source**

Mass Definition

☐ From Self and Specified Mass

☒ From Loads

☐ From Self and Specified Mass and Loads

Define Mass Multiplier for Loads

Load	Multiplier
G	1
Q	0.2

Add

Modify

Delete

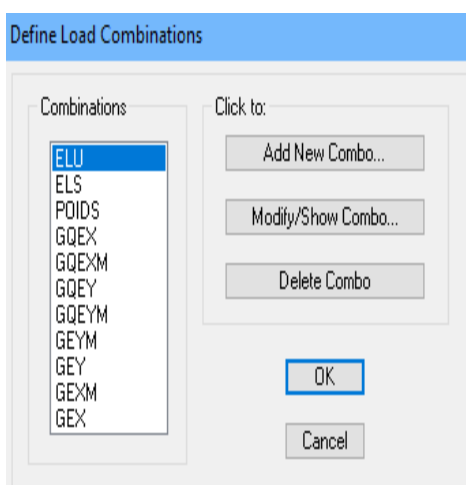
☒ Include Lateral Mass Only

☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

### b. Combinaisons de charges :

Il faut introduire les combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS, les huit combinaisons de l'article 5.2 du RPA 99 et la combinaison poids de l'article 4.2.3 du RPA 99. Pour se faire, il faut suivre le cheminement suivant **Define** → **Load Combinations**.



**Define Load Combinations**

Combinations

- ELU
- ELS
- POIDS
- GQEX
- GQEXM
- GQEY
- GQEYM
- GEYM
- GEY
- GEXM
- GEX

Click to:

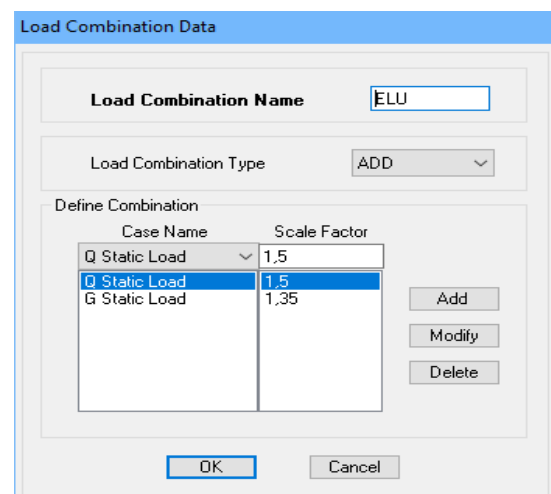
Add New Combo...

Modify/Show Combo...

Delete Combo

OK

Cancel



**Load Combination Data**

Load Combination Name: ELU

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
Q Static Load	1.5
G Static Load	1.35

Add

Modify

Delete

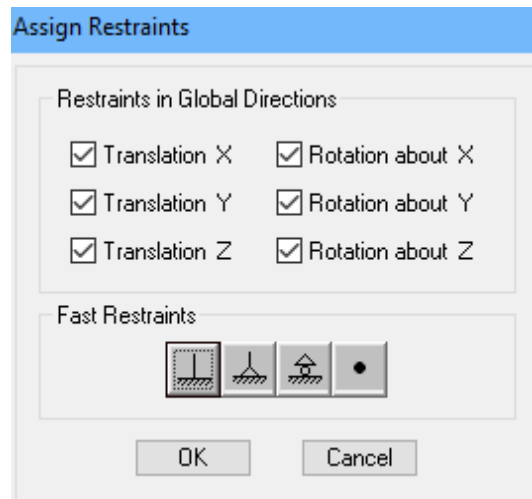
OK

Cancel

### IV.4.4 Spécifier les conditions aux limites :

**1 Appuis :** La méthode pour définir le type d'appuis (Appui libre, simple, double ou encastrement) est la suivante :

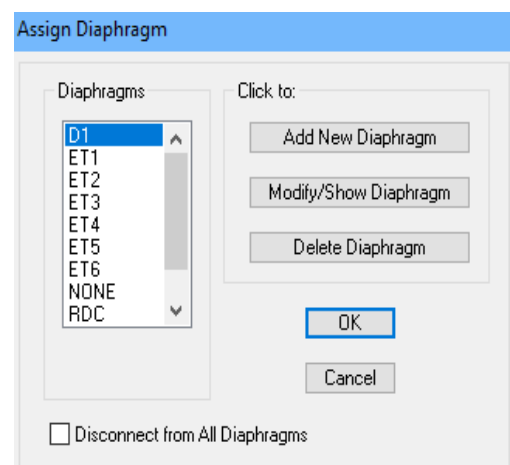
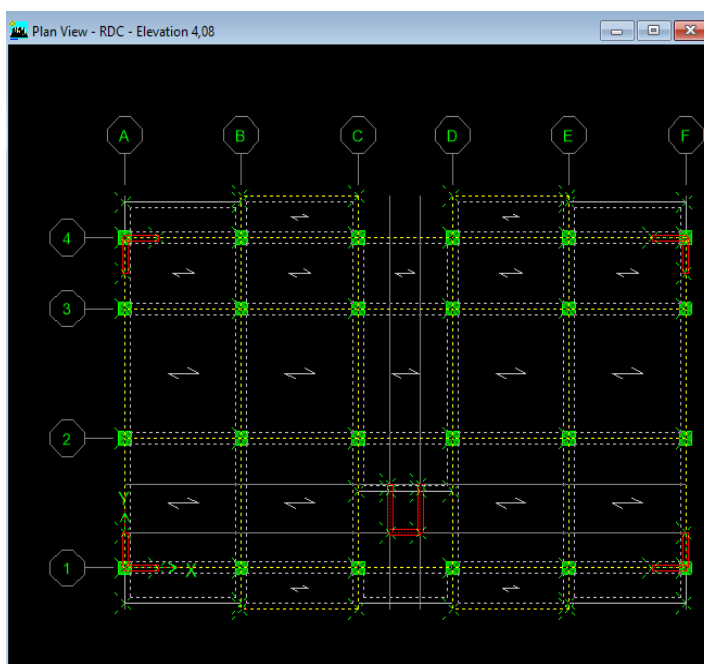
Sélectionner les nœuds en question → **Assign** → **Joint /Point** → **Restraints**

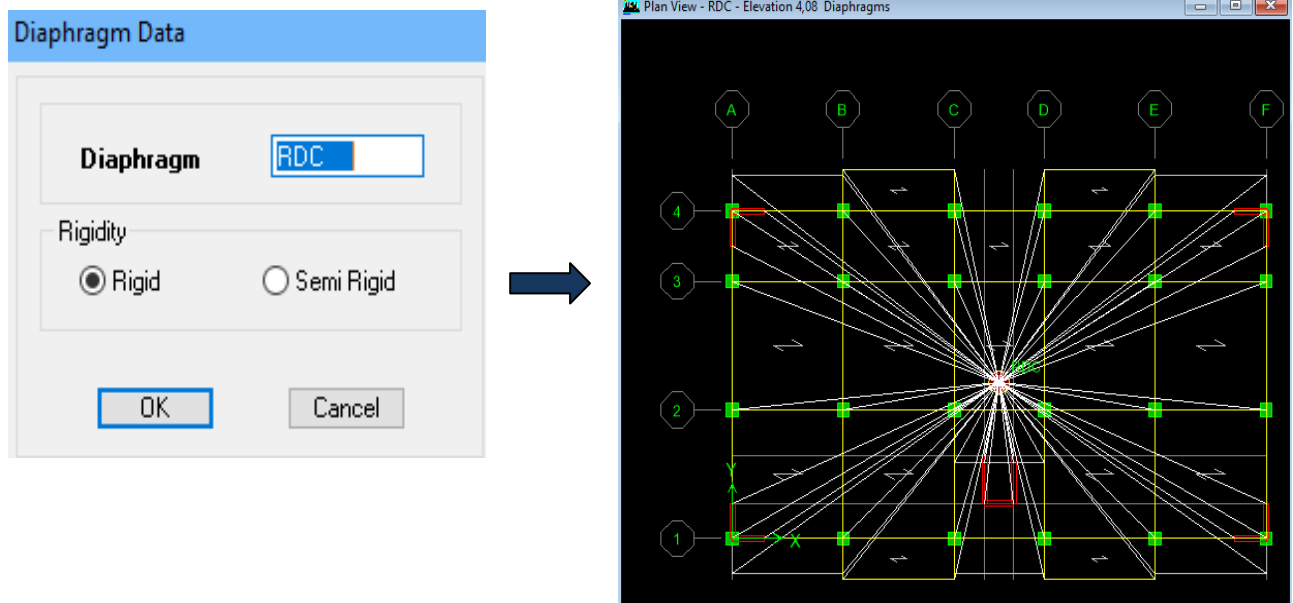
**Remarque :**

Tous les nœuds au niveau de la base doivent être encastrés (Liaison entre les fondations et les poteaux, voiles ...).

**Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par ETABS. On sélectionne le premier étage puis on va dans :





#### IV.4.5.Lancer l'analyse :

Pour vérifier le model, l'utilisateur doit procéder de la manière suivante **Analyze Check Model** cocher toutes les cases avant de cliquer sur OK.

Le lancement de l'analyse se fait dans **Analyze Run Analysis** , à l'aide de l'icône

**Run Analysis** ou avec la touche **F5** du clavier.

#### Conclusion :

Après avoir modélisé la structure sur le logiciel ETABS, nous allons procéder aux vérifications exigées par le RPA91 modifié 2003.



## Introduction

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période. L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes.

Cette partie du chapitre consiste donc à analyser et vérifier les exigences du RPA qui sont :

- Justification du système de contreventement.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- L'effort normal réduit.
- L'excentricité.
- la période.

### V.1. Méthodes de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage le calcul des forces sismique peut être mené suivant deux méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du **RPA99 version 2003(article 4.1.3)**.

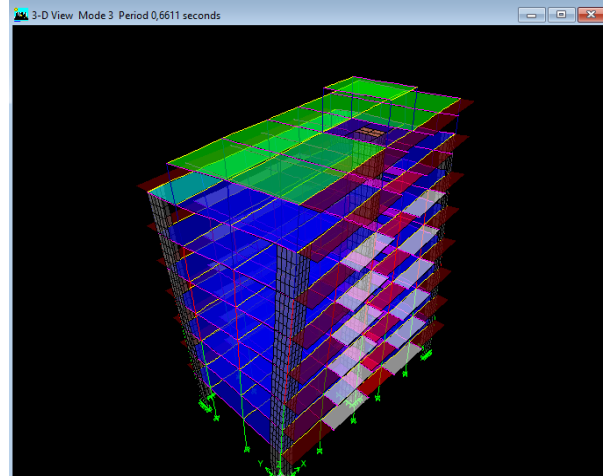
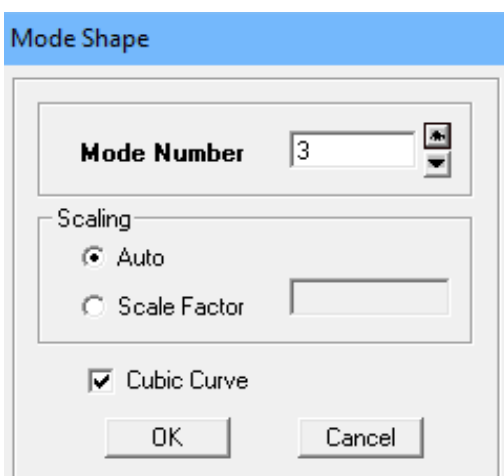
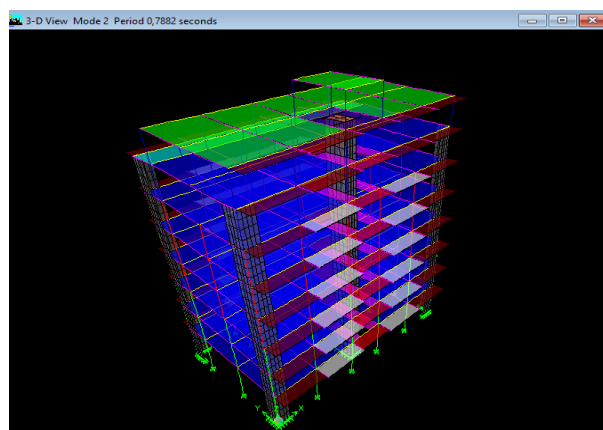
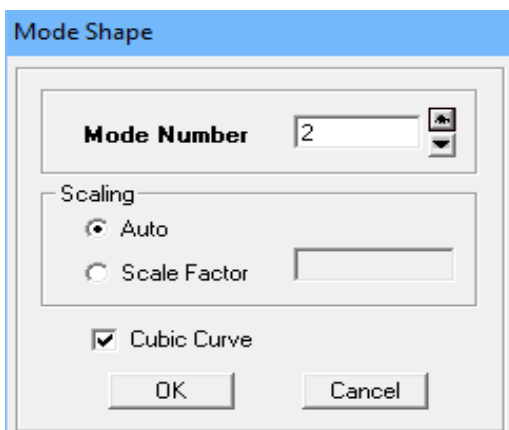
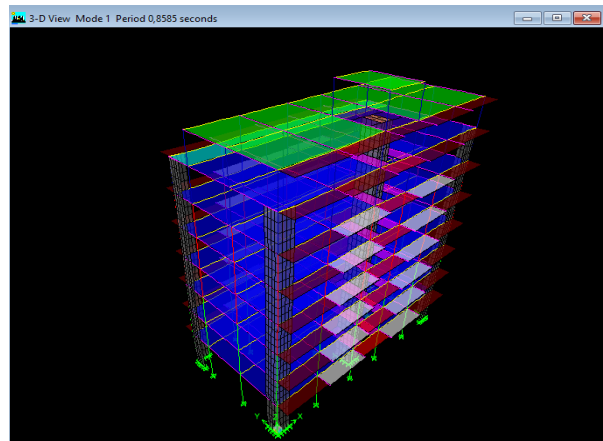
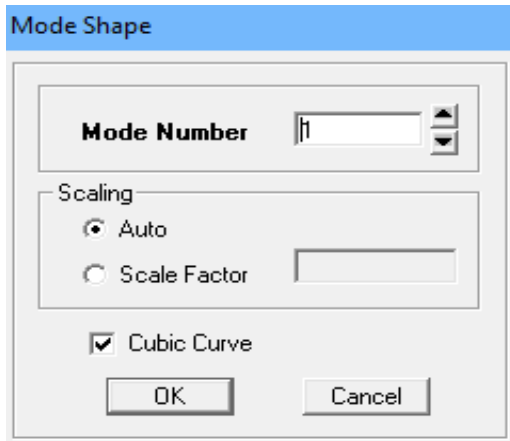
#### a. Principe de la méthode :

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul .Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**b. Définition du spectre de réponse :**

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur

**Display** → **Show mode shape**



**V.2. Justification du système de contreventement :**

Selon les définitions données par le RPA99/V2003, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et des charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

**V.2.1. Charges horizontales reprises par les poteaux et les voiles :****a. Charges horizontales EX :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison Ex et Ey)

Pour déterminer la nature de système de contreventement, on suit les étapes suivantes :

Dans le menu ETABS on choisit :

**Display → show deformed shape → on selections la combinaison → (EX/EY → OK.**

**View → set 3D view → on selections le plan xz → OK .**

**raw → draw section cut** et on trace une ligne de coupe sur la vue en 3D pour chaque étage

Niveau	Charges [KN]			Pourcentage (%)	
	Totale	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Attique	243.1805	174.5606	68.6199	71.78	28.22
6	546.4269	335.7373	210.6896	61.44	38.56
5	718.444	301.5859	416.8581	42.98	58.02
4	923.7531	382.7165	541.0366	41.44	58.56
3	1067.0966	517.9854	549.1112	48.55	51.45
2	1229.4636	494.69	734.77	40.24	59.76
1	1211.5268	478.67	732.8592	39.51	60.49
RDC	1375.2375	455.572	927.9961	33.12	67.47
La moyenne				47.38	52.81

**Tableau V-1 : Charges horizontales EX reprise par les portiques et les voiles**

**b. Charges horizontales EY:**

Niveau	Charges [KN]			Pourcentage (%)	
	Totale	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
attique	281.158	183.7835	97.3745	65.36	34.63
6	560.7147	289.6652	271.0635	51.66	48.34
5	795.7034	413.7689	381.9345	52	42
4	823.3049	477.1987	346.1062	57.96	42.04
3	1150.2429	588.4556	561.7873	51.16	48.84
2	1278.141	623.101	655.04	48.76	51.24
1	1374.5712	693.285	682.2862	50.43	49.57
RDC	1427.503	418.0245	1009.4785	29.29	70.71
				50.82	48.42

**Tableau V-2 :** Charges horizontales EY reprise par les portiques et les voiles**V.2.2.Charges verticales reprisent par les poteaux et les voiles :**

Les charges verticales repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS en sélectionnant la combinaison (G+0.2Q)

Niveau	Charges [KN]			Pourcentage (%)	
	Totale	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Attique	1950.9105	999.7825	951.128	51.25	48.75
6	4459.4125	3221.2428	1238.1697	72.23	27.76
5	7056.8033	5336.6695	1720.1338	75.63	24.37
4	9697.0151	7566.5245	2130.4906	78.03	21.97
3	12337.2268	9360.3099	2976.9169	75.87	24.13
2	15052.2173	11587.175	3465.0423	76.98	23.02
1	17701.3413	13695.0677	4006.2736	77.37	22.63
RDC	20568.9365	16001.9755	4566.961	77.79	22.21
				73.14	26.85

**Tableau V-3 :** Charges verticales reprise par les portiques et les voiles.**Conclusion :**

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement  $R = 3.5$  (structure à voiles porteurs)

**V.3.Vérification du nombre de mode : (Article 4.3.4)**

Nombre de modes à considérer d'après l'article : « Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée » (**RPA 99/version 2003, p. 49**).

**Displa → Show Tables → Modal Information Building → Modal Information**

→**Table: Modal Participation Mass Ratios**

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
	1	0,858535	76,9822	0,0000	0,0000	76,9822	0,0000	0,0107
	2	0,788219	0,0000	75,9779	0,0000	76,9822	75,9779	0,0000
	3	0,661122	0,0026	0,0000	0,0000	76,9849	75,9779	75,1508
	4	0,260854	13,5718	0,0000	0,0000	90,5567	75,9779	0,0047
▶	5	0,234208	0,0000	14,7101	0,0000	90,5567	90,6881	0,0000
	6	0,193603	0,0315	0,0000	0,0000	90,5882	90,6881	14,2978
	7	0,138542	3,4937	0,0000	0,0000	94,0819	90,6881	0,3247
	8	0,120749	0,0000	3,8267	0,0000	94,0819	94,5148	0,0000
	9	0,115369	0,6965	0,0000	0,0000	94,7783	94,5148	2,6094
	10	0,105837	1,3999	0,0000	0,0000	96,1783	94,5148	0,0057
	11	0,100422	0,0000	1,5382	0,0000	96,1783	96,0530	0,0000
	12	0,097898	0,1738	0,0000	0,0000	96,3521	96,0530	0,1651

La condition du RPA se vérifié au 5<sup>ème</sup> mode → **condition vérifiée**

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
	1	0,858535	76,9822	0,0000	0,0000	76,9822	0,0000	0,0107
	2	0,788219	0,0000	75,9779	0,0000	76,9822	75,9779	0,0000
	3	0,661122	0,0026	0,0000	0,0000	76,9849	75,9779	75,1508
	4	0,260854	13,5718	0,0000	0,0000	90,5567	75,9779	0,0047
▶	5	0,234208	0,0000	14,7101	0,0000	90,5567	90,6881	0,0000
	6	0,193603	0,0315	0,0000	0,0000	90,5882	90,6881	14,2978
	7	0,138542	3,4937	0,0000	0,0000	94,0819	90,6881	0,3247
	8	0,120749	0,0000	3,8267	0,0000	94,0819	94,5148	0,0000
	9	0,115369	0,6965	0,0000	0,0000	94,7783	94,5148	2,6094
	10	0,105837	1,3999	0,0000	0,0000	96,1783	94,5148	0,0057
	11	0,100422	0,0000	1,5382	0,0000	96,1783	96,0530	0,0000
	12	0,097898	0,1738	0,0000	0,0000	96,3521	96,0530	0,1651

Les trois premiers modes sont vérifiés  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Mode 1 : Translation suivant } X - X \\ \text{Mode 2 : Translation suivant } Y - Y \\ \text{Mode 3 : Rotation suivant } Z - Z \end{array} \right.$

**V.4.Vérification L'effort tranchant à La base : (Article 4.3.6)**

D'après l'article : « La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{base.MMS} \geq 80\%V_{base.MSE}$$

Si  $V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments ...) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ . » (RPA 99modifie 2003, p. 50).

**a.  $V_{base.MMS}$  :**

C'est l'effort tranchant sous E.

**Display → Show Tables → Select Cases/ Combos → Ex et Ey spectra → OK**

**→Building Output Table: Story Shears**

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET4	EY	Top	0,00	0,00	989,99	11074,935	4907,833	0,002
	ET4	EY	Bottom	0,00	0,00	989,99	11074,935	7853,853	0,003
	ET3	EX	Top	0,00	1104,11	0,00	6755,344	0,001	7486,719
	ET3	EX	Bottom	0,00	1104,11	0,00	6755,344	0,005	10748,289
	ET3	EY	Top	0,00	0,00	1150,46	12924,137	7853,853	0,003
	ET3	EY	Bottom	0,00	0,00	1150,46	12924,137	11251,368	0,003
	ET2	EX	Top	0,00	1230,99	0,00	7632,353	0,005	10748,289
	ET2	EX	Bottom	0,00	1230,99	0,00	7632,353	0,002	14359,757
	ET2	EY	Top	0,00	0,00	1279,57	14445,389	11251,368	0,003
	ET2	EY	Bottom	0,00	0,00	1279,57	14445,389	15004,928	0,004
	ET1	EX	Top	0,00	1327,37	0,00	8317,719	0,002	14359,757
	ET1	EX	Bottom	0,00	1327,37	0,00	8317,719	0,001	18236,732
	ET1	EY	Top	0,00	0,00	1378,16	15628,750	15004,928	0,004
	ET1	EY	Bottom	0,00	0,00	1378,16	15628,750	19028,671	0,003
	RDC	EX	Top	0,00	1380,99	0,00	8702,428	0,001	18236,732
	RDC	EX	Bottom	0,00	1380,99	0,00	8702,428	0,002	23648,217
	RDC	EY	Top	0,00	0,00	1433,14	16294,616	19028,671	0,003
	RDC	EY	Bottom	0,00	0,00	1433,14	16294,616	24642,172	0,002

Story	VX(t)	VY(t)
RDC	1380.99KN	1433.14KN

**b.  $V_{base.MSE}$  :**

D'après RPA99 la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V_{base.MSE} = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W_T$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone (**Tableau 4.1 RPA99**)

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1(sec)</sub>	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2(sec)</sub>	0,30	0,40	0,50	0,70

A=0.15

**Q** : Facteur de qualité de la structure (**Tableau 4.4**).

Q=1.2 (calculé dans le chapitre précédent).

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement  $\xi$  et de la période T<sub>2</sub> associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois(03) équations

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

**$\eta$**  : facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.76 \geq 0.7 \quad \text{C'est vérifié}$$

**$\xi$**  : Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Béton armé /maçonnerie  $\xi = 10\%$

**T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et donné par le tableau (4.7.RPA)

Groupe	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Site 3 (meuble)  $\rightarrow T_2=0.5$

**c. Estimation de la période fondamentale T :**

le RPA 2003 donne une formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \quad (4-6 \text{ RPA2003})$$

Avec :

**h<sub>N</sub>**: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  
h<sub>N</sub>=27.84 m.

**C<sub>T</sub>** : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau (4.6.RPA99)

$$C_T = 0.05$$

$$\text{Donc :} \quad T = 0.05 \times 27.84^{\frac{3}{4}} = 0.6$$

$$T = 1.3 \times 0.6 = 0.96 \text{ S}$$

La valeur de D :

$$T_2 = 0.50 \text{ S} < T = 0.96 \text{ S} \quad \rightarrow \quad D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.76 \times \left( \frac{0.50}{0.96} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.23$$

**R** : coefficient de comportement de la structure (**Tableau 4-3 RPA 99**). Il est selon le système de contreventement pour R=3.5 (voiles porteur).

**W<sub>T</sub>** : Poids total de la structure.

**Display** → **Show tables** → **Select Cases/combo** → **Poids combo + OK** → **Building Output** → **Tables: Story Shears**



	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	SALLEMACHINE	PODS	Top	132,21	0,00	0,00	0,000	290,873	-1335,369
	SALLEMACHINE	PODS	Bottom	165,29	0,00	0,00	0,000	363,638	-1669,427
	TERASSE	PODS	Top	1742,40	0,00	0,00	0,000	6379,247	-17598,271
	TERASSE	PODS	Bottom	1950,91	0,00	0,00	0,000	7142,936	-19704,196
	ET6	PODS	Top	4043,04	0,00	0,00	0,000	18858,728	-40834,725
	ET6	PODS	Bottom	4482,46	0,00	0,00	0,000	21176,519	-45272,827
	ET5	PODS	Top	6614,40	0,00	0,00	0,000	33167,152	-66805,479
	ET5	PODS	Bottom	7122,67	0,00	0,00	0,000	35904,928	-71938,965
	ET4	PODS	Top	9254,62	0,00	0,00	0,000	47895,562	-93471,617
	ET4	PODS	Bottom	9762,88	0,00	0,00	0,000	50633,337	-98605,104
	ET3	PODS	Top	11894,83	0,00	0,00	0,000	62623,971	-120137,756
	ET3	PODS	Bottom	12403,09	0,00	0,00	0,000	65361,747	-125271,242
	ET2	PODS	Top	14535,04	0,00	0,00	0,000	77352,380	-146803,894
	ET2	PODS	Bottom	15121,34	0,00	0,00	0,000	80566,139	-152725,484
	ET1	PODS	Top	17253,28	0,00	0,00	0,000	92556,773	-174258,136
	ET1	PODS	Bottom	17839,58	0,00	0,00	0,000	95770,532	-180179,725
	RDC	PODS	Top	19971,52	0,00	0,00	0,000	107761,165	-201712,377
►	RDC	PODS	Bottom	20753,25	0,00	0,00	0,000	112046,177	-209607,830

D'où:  $W_T = 20753.25 \text{ KN}$

Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{\text{base.MSE}} = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W_T = \frac{0.15 \times 1.23 \times 1.2}{3.5} 20753.25 = 1312.791 \text{ KN} \\ 80\% V_{\text{base.MSE}} = 1050.232 \end{array} \right.$$

#### d. Verification:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{x\text{MMS}} = 1375.30 \text{ KN} > 80\% V_{\text{base.MSE}} = 1050.232 \text{ KN} \\ V_{y\text{MMS}} = 1427.52 \text{ KN} > 80\% V_{\text{base.MSE}} = 1050.232 \text{ KN} \end{array} \right.$$

### V.5.Vérification De La période :

Les valeurs de T ; calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent :  $T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$  (4-6 RPA2003)

$$T = 0.05 \times 27.84^{\frac{3}{4}} = 0.6 \text{ S}$$

$$T = 1.3 \times 0.6 = 0.96 \text{ S} > T_{\text{etabs}} = 0.85 \text{ S} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**V.6.Vérification de l'excentricité :**

D'après le **RPA 99 /version 2003(Art 4.3)** ; dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle; en plus de l'excentricité théorique calculée ; une excentricité accidentelle égale à 0,05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$\begin{cases} |C_M - C_R| \leq 5\%L_x \\ |C_M - C_R| \leq 5\%L_y \end{cases}$$

Avec :

$C_M$  : Le centre de masse.

$C_R$  : Le centre de torsion.

$L_x$  : 20.2m

$L_y$  : 11.2m

**Display → Show tables → Building Output → Table: Centre Mass Rigiditi +OK**

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex= XCCM-XCM	ey= YCCM-YCM	ey≤5%LX	ex≤5%LY	Observation
RDC	RDC	281,7101	281,7101	10,1	5,579	10,1	4,668	0	0,911	1,01	0,56	CV
ET1	ET1	271,7459	271,7459	10,1	5,583	10,1	4,676	0	0,907	1,01	0,56	CV
ET2	ET2	267,7675	267,7675	10,1	5,575	10,1	4,751	0	0,824	1,01	0,56	CV
ET3	ET3	264,3932	264,3932	10,1	5,569	10,1	4,823	0	0,746	1,01	0,56	CV
ET4	ET4	264,3932	264,3932	10,1	5,569	10,1	4,883	0	0,686	1,01	0,56	CV
ET5	ET5	260,8828	260,8828	10,1	5,562	10,1	4,916	0	0,646	1,01	0,56	CV
ET6	ET6	242,1437	242,1437	10,1	5,476	10,1	4,898	0	0,578	1,01	0,56	CV
TERASSE	TERASSE	170,2338	170,2338	10,1	3,785	10,1	4,733	0	0,948	1,01	0,56	CV
SALLEMACHINE	TERASSE1	14,767	14,767	10,1	2,2	10,1	2,512	0	0,312	1,01	0,56	CV

**V.7.Vérification des déplacements:**➤ **Déplacement relatifs:**

D'après le **RPA 99(Art 5.10)** ; les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étage qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) de la structure est calculé comme suit :

$$\begin{cases} \Delta X - X = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\%h_k \\ \Delta Y - Y = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\%h_k \end{cases} \quad (\text{Art 4 - 20 RPA99/ VERSION 2003})$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} h_k : \text{Hauteur de l'étage } k. \\ \delta_k : \text{Déplacement du aux forces sismiques } F_i \text{ (y compris l'effet de torsion)} \end{array} \right.$$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

**Display** → **Show tables** → **Select Cases/Combos** → **Ex spectra +OK/ Ey spectra +OK**

- **Sens X-X:**

Story	Diaphragm	Load	UX	$\Delta X =  \delta_K - \delta_{K-1}  [m]$	hk[m]	1%hk	Observation
SALLEMACHIN	TERASSE1	EX	0,0237	0,0016	2,7	0,027	CV
TERASSE	TERASSE	EX	0,0221	0,0018	2,7	0,027	CV
ET6	ET6	EX	0,0203	0,0026	3,06	0,0306	CV
ET5	ET5	EX	0,0177	0,0028	3,06	0,0306	CV
ET4	ET4	EX	0,0149	0,0032	3,06	0,0306	CV
ET3	ET3	EX	0,0117	0,0033	3,06	0,0306	CV
ET2	ET2	EX	0,0084	0,0033	3,06	0,0306	CV
ET1	ET1	EX	0,0051	0,0029	3,06	0,0306	CV
RDC	RDC	EX	0,0022	0,0022	4,08	0,0408	CV

- **Sens Y-Y:**

Story	Diaphragm	Load	UY	$\Delta y =  \delta_K - \delta_{K-1}  [m]$	hk	1%hk	Observation
SALLEMACHIN	TERASSE1	EY	0,0211	0,0015	2,7	0,027	CV
TERASSE	TERASSE	EY	0,0196	0,0017	2,7	0,027	CV
ET6	ET6	EY	0,0179	0,0024	3,06	0,0306	CV
ET5	ET5	EY	0,0155	0,0027	3,06	0,0306	CV
ET4	ET4	EY	0,0128	0,0028	3,06	0,0306	CV
ET3	ET3	EY	0,01	0,0029	3,06	0,0306	CV
ET2	ET2	EY	0,0071	0,0028	3,06	0,0306	CV
ET1	ET1	EY	0,0043	0,0025	3,06	0,0306	CV
RDC	RDC	EY	0,0018	0,0018	4,08	0,0408	CV

➤ **Déplacement maximal:**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifiée la formule suivant:

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} f : \text{La flèche admissible.} \\ H_t : \text{La hauteur totale du bâtiment } (H_t = 27.84m) \end{array} \right\} \rightarrow f = \frac{2784}{500} = 5.568cm$$

- **Sens transversal** :  $\delta_{\max (x-x)} = 0.0237\text{cm} \leq f = 5.568\text{cm}$
- **Sens longitudinal** :  $\delta_{\max (y-y)} = 0.0211\text{cm} \leq f = 5.568\text{cm}$

### V.8.Vérification De L'effet P- Δ : (Article 5.9)

Les effets du 2° ordre(ou effet p- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \quad (\text{RPA 99modifie 2003, p. 54})$$

Avec :

**P<sub>k</sub>** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau

« k » (Donné par le logiciel ETABS).

**V<sub>k</sub>** : Effort tranchant d'étage au niveau "k" (Donné par le logiciel ETABS).

**Δ<sub>k</sub>** : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » (Donné par le logiciel ETABS).

**h<sub>k</sub>** : Hauteur de l'étage « k »

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- **Sens X-X :**

Story	Load	Loc	P	poids de chaque etage	$\Delta X =  \delta_K - \delta_{K-1} $ [m]	Vx [KN]	h [m]	θ	θ < 0,1
SALLEMACH	POIDS	Bottom	165,29	165,29	0,0016	31,65	2,7	0,00309478	CV
TERASSE	POIDS	Bottom	1950,91	1785,62	0,0018	264,46	2,7	0,0045013	CV
ET6	POIDS	Bottom	4482,46	2531,55	0,0026	532,74	3,06	0,0040376	CV
ET5	POIDS	Bottom	7122,67	2640,21	0,0028	759,6	3,06	0,00318046	CV
ET4	POIDS	Bottom	9762,88	2640,21	0,0032	948,11	3,06	0,00291211	CV
ET3	POIDS	Bottom	12403,09	2640,21	0,0033	1103,87	3,06	0,00257937	CV
ET2	POIDS	Bottom	15121,34	2718,25	0,0033	1229,64	3,06	0,00238399	CV
ET1	POIDS	Bottom	17839,58	2718,24	0,0029	1323,86	3,06	0,00194591	CV
RDC	POIDS	Bottom	20753,25	2913,67	0,0022	1375,3	4,08	0,00114237	CV

Sens Y-Y :

Story	Load	Loc	P	poids de chaque etage	$\Delta Y =  \delta K - \delta K - 1  [m]$	VY [KN]	h [m]	$\theta$	$\theta < 0,1$
SALLEMACHI	POIDS	Bottom	165,29	165,29	0,0015	37,73	2,7	0,00243381	CV
TERASSE	POIDS	Bottom	1950,91	1785,62	0,0017	281,17	2,7	0,00399857	CV
ET6	POIDS	Bottom	4482,46	2531,55	0,0024	560,73	3,06	0,00354097	CV
ET5	POIDS	Bottom	7122,67	2640,21	0,0027	795,71	3,06	0,0029277	CV
ET4	POIDS	Bottom	9762,88	2640,21	0,0028	990,91	3,06	0,00243804	CV
ET3	POIDS	Bottom	12403,09	2640,21	0,0029	1150,24	3,06	0,00217534	CV
ET2	POIDS	Bottom	15121,34	2718,25	0,0028	1278,18	3,06	0,00194596	CV
ET1	POIDS	Bottom	17839,58	2718,24	0,0025	1374,58	3,06	0,00161561	CV
RDC	POIDS	Bottom	20753,25	2913,67	0,0018	1427,52	4,08	0,00090047	CV

**Conclusion :**

On a pour chaque niveau « k »

$$\left. \begin{array}{l} \theta_{k(x-x)} \leq 0.1 \\ \theta_{k(y-y)} \leq 0.1 \end{array} \right\} \rightarrow \text{On constate que l'effet P-Delta peut \^etre n\^eglig\^e pour notre cas.}$$

### V.9.Effort normal r\^eduit :

Effort normal r\^eduit (L'effort normal de compression de calcul) est limit\^e par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} B_c : \text{La section du poteau.} \\ N_d : \text{Effort normal max dans les poteaux sous : } (0.8G+E \text{ et } G + Q \pm E) \\ f_{c28} : \text{La r\^esistance caract\^eristique du b\^eton.} \end{array} \right.$$

Display → Show Tables → Select Cases/Combos → (0.8G+E et G+Q) + OK

→ Frame Output → Frame Forces → Tables: Column Forces

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
RDC	C10	GQEY MIN	0	-1372,34	-0,62	-21,25	-0,51	-53,176	-0,964
RDC	C10	GQEYM MIN	0	-1372,34	-0,62	-21,25	-0,51	-53,176	-0,964
RDC	C14	GQEY MIN	0	-1372,34	-2,55	-21,25	-0,51	-53,176	-3,542
RDC	C14	GQEYM MIN	0	-1372,34	-2,55	-21,25	-0,51	-53,176	-3,542
RDC	C10	GQEY MIN	1,84	-1363,03	-0,62	-21,25	-0,51	-14,089	-1,341
RDC	C10	GQEYM MIN	1,84	-1363,03	-0,62	-21,25	-0,51	-14,089	-1,341
RDC	C14	GQEY MIN	1,84	-1363,03	-2,55	-21,25	-0,51	-14,089	-0,369
RDC	C14	GQEYM MIN	1,84	-1363,03	-2,55	-21,25	-0,51	-14,089	-0,369
RDC	C9	GQEY MIN	0	-1360,2	-4,81	-14,68	-0,51	-44,378	-8,127
RDC	C9	GQEYM MIN	0	-1360,2	-4,81	-14,68	-0,51	-44,378	-8,127
RDC	C13	GQEY MIN	0	-1360,2	-6,8	-14,68	-0,51	-44,378	-10,783
RDC	C13	GQEYM MIN	0	-1360,2	-6,8	-14,68	-0,51	-44,378	-10,783
RDC	C10	GQEY MIN	3,68	-1353,71	-0,62	-21,25	-0,51	-13,537	-5,838
RDC	C10	GQEYM MIN	3,68	-1353,71	-0,62	-21,25	-0,51	-13,537	-5,838
RDC	C14	GQEY MIN	3,68	-1353,71	-2,55	-21,25	-0,51	-13,537	-1,315
RDC	C14	GQEYM MIN	3,68	-1353,71	-2,55	-21,25	-0,51	-13,537	-1,315
RDC	C9	GQEY MIN	1,84	-1350,88	-4,81	-14,68	-0,51	-17,417	-3,902
RDC	C9	GQEYM MIN	1,84	-1350,88	-4,81	-14,68	-0,51	-17,417	-3,902
RDC	C13	GQEY MIN	1,84	-1350,88	-6,8	-14,68	-0,51	-17,417	-2,901
RDC	C13	GQEYM MIN	1,84	-1350,88	-6,8	-14,68	-0,51	-17,417	-2,901
RDC	C9	GQEY MIN	3,68	-1341,57	-4,81	-14,68	-0,51	-23,045	-14,234

On a:

$$N_d = 1372.34 \text{ KN}$$

D'où:

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1372.34 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.27 \leq 0.3$$

### Conclusions :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du **RPA** sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correct.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

### VI.1.Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Les poteaux sont soumis dans les deux sens aux efforts normaux, aux efforts tranchants et aux moments fléchissant ; ils sont donc calculés en flexion composé, en tenant compte des combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{L'ELU BAEL91/révisé99 [1]} \\ \text{Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99 version 2003)[3]}$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant  $N_{\max}$ - $M_{\text{corr}}$ .
- Effort normal minimal et le moment correspondant  $N_{\min}$ - $M_{\text{corr}}$ .
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant  $M_{\max}$ - $N_{\text{corr}}$ .

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

$G + Q$  à l'ELS

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques suivant des matériaux

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ [MPa]	$f_{bu}$ [MPa]	$\gamma_s$	$f_e$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

**Tableau VI-1-1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux**

#### VI.1.1.Recommandations du RPA:

##### a. Les armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets,

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimale sera de : 0,8% ( $b \times h$ ) sections du poteau (zone IIa)

- ✓ Poteau (45 × 45)  $A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$ .
- ✓ Poteau (40 × 40)  $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$ .
- ✓ Poteau (35 × 35)  $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$ .
- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4% (Zone IIa)
  - ✓ Poteau (45 × 45)  $A_{min} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$ .
  - ✓ Poteau (40 × 40)  $A_{min} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$ .
  - ✓ Poteau (35 × 35)  $A_{min} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$ .
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6% (Zone IIa)
  - ✓ Poteau (45 × 45)  $A_{min} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$ .
  - ✓ Poteau (40 × 40)  $A_{min} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$ .
  - ✓ Poteau (35 × 35)  $A_{min} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$ .

Sections des poteaux [cm <sup>2</sup> ]	Pourcentage minimal [cm <sup>2</sup> ]	Pourcentage maximal [cm <sup>2</sup> ]	
		Zone de recouvrement	Zone courante
		$A_{max} = 0.06 (bxh)$	$A_{max} = 0.04 (bxh)$
Poteau (45 × 45)	16.2	121.5	81
Poteau (40 × 40)	12.8	96	64
Poteau (35 × 35)	9.8	73.5	49

**Tableau VI-1-2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA**

- Le diamètre minimal est de : **12 mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de: **40Ø** en zone (**IIa**).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** zone (**IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).



**b. Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi. Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max}$$

Avec :

$\phi_L^{max}$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min\{15\phi_L^{min}, 40cm, (a + 10)cm\} \text{ (BAEL 91 Art 8.1.3)}$$

Avec :

**a** : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisée 2003 :

$$S_t \leq \min\{10\phi_L^{min}, 15cm\} \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \phi_L^{min} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Les armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad \text{(RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2)}$$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$h_t$  : Hauteur totale de la section.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$A_t$  : Armature transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

Avec :

$\lambda_g$  : Elancement géométrique

**c. Calcul d'élancement géométrique :**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

**a et b** : Dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : Longueur de flambement.

**d. Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)**

$\frac{A_t}{b \times S_t}$  En % est donné comme suite :

- Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$
- Si  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- Si  $3\% < \lambda_g < 5\% \rightarrow$  interpoler entre les valeurs précédentes.

**VI.1.2. Etapes de calcul en flexion composé à l'ELU :**

Chaque poteau est soumis à un effort N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)

**a. Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures

( $\forall$  L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{c28}$$

➤ **Détermination des armatures :**

**Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

Avec :

$$g = e + \left( \frac{h}{2} - c' \right) \dots \dots \dots \text{Si (N) étant un effort de compression.}$$

$$g = e - \left( \frac{h}{2} - c' \right) \dots \dots \dots \text{Si (N) étant un effort de traction.}$$

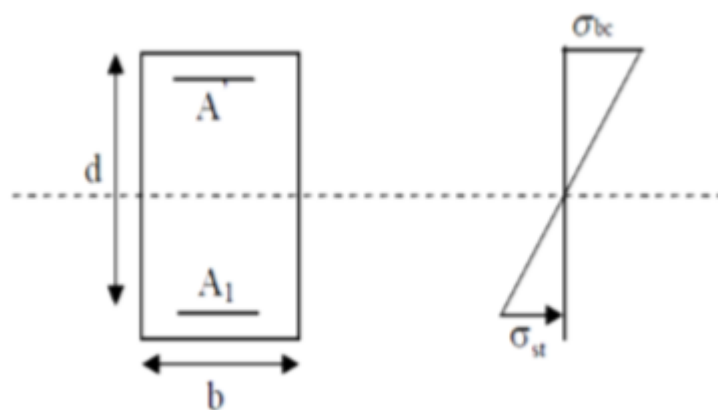
**Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\text{-Si } \mu_f \leq \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA (A'=0)}$$

• **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_{st}}$$



**Figure VI-1-1 : Section de ferraillage**

- **Armatures réelles :**

$$A = A_f \mp \frac{N}{\sigma_{st}} \quad \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{effort de traction.} \end{array} \right.$$

-Si  $\mu_f > \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  La section est doublement armée ( $A' \neq 0$ )

- **Armatures en flexion simple :**

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$M_l$  : Moment ultime pour une SSA les sections d'acier réelles seront

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- **Armatures en flexion composée :**

$$A = A_f \mp \frac{N}{\sigma_{st}}$$

**b. Section entièrement comprimé (S.E.C) :**

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

$N$  : effort de compression.

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c').b.h.f_{c28}$$

**Détermination des armatures :****1<sup>er</sup> cas :**

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{c28} \rightarrow \text{SDA}$$

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{c28}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A_f = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

$$\text{2<sup>er</sup> cas : } N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \quad \text{SSA}$$

$$A' = \frac{N_u - \psi b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma'_{st}} \quad A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u - (d - c') - M_f}{bd^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

**Remarque 1 :**

**Si :**

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (Excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{M_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

**Remarque 2 :**

Nous allons ferrailler par zone car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I :** RDC , 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup>.
- **Zone II :** 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup>.
- **Zone III :** 6<sup>ème</sup> et l'attique.

**VI.1.3.Calcul des armatures longitudinales a l'ELU :**

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «Socotec».

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveaux	combinaison	Effort normal [N]	Moment fléchissant [KN.m]	$e = \frac{M}{N}$	obs	$A_s^{inf}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s^{sup}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{max}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{ado}$ [cm <sup>2</sup> ]	Choix des barres
Zone1 (45x45)	ELU	$N_{max}=-1732,03$	$M_c=-0.51$	0,00029	SEC	0	0	0	16,2	20,6	4HA20 + 4HA16
	0,8G+E	$N_{min}=399,94$	$M_c=26.062$	0,0651	SET	6.63	3.37	6.63			
	G+Q+E	$N_c=163,65$	$M_{max}=113.273$	0,692	SPC	8.95	0	8.95			
Zone2 (40x40)	ELU	$N_{max}=-1048,29$	$M_c=-2.718$	0,0025	SEC	0	0	0	12,8	14,2	4HA16 + 4HA14
	0,8G+E	$N_{min}=-65,09$	$M_c=41,743$	0,641	SEC	3.68	0	3.68			
	G+Q+E	$N_c=-71,86$	$M_{max}=82,295$	1.145	SPC	4,8	0	4.8			
Zone3 (35x35)	ELU	$N_{max}=-411,06$	$M_c=-3,585$	0,0087	SEC	0	0	0	9,8	12,32	8HA14
	0,8G+E	$N_{min}=-14,78$	$M_c=14,898$	1.007	SPC	0.96	0	0.96			
	G+Q+E	$N_c=-160,71$	$M_{max}=-53,195$	0.33	SPT	0	2.26	2.26			

Tableau VI-1-3: Ferrailage des poteaux a l'ELU

**NB :**

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferraillés avec les sections minimales réglementaires.

Section des poteaux	$A_{\min}[\text{cm}^2]$	$A_{\text{adoptée}}[\text{cm}^2]$	Ferraillage
(45x45)	16.2	20.6	4HA20+4HA16
(40x40)	12.8	14.2	4HA16+4HA14
(35x35)	9.8	12.32	8HA14

**Tableau VI-1-4 : Choix d'armatures longitudinales**

**VI.1.4. Vérifications à l'ELU :****a. Détermination des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

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 **BAEL91/modifiée99**, le diamètre des armatures transversales « $\phi_t$ » sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

$\phi_L$ : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en T8. Soit (  $A_t = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$  ).

**b. Espacement des armatures transversales :**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

**Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = 15 \times 1.4$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm}$$

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



**Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{10\phi_l^{\min} ; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{10 \times 1,4 ; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 14 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

**c. Calcul d'armature transversale Selon le RPA 99 version 2003( Art 7.4.2.2 formule (7.1) :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

$t$  : Espacement des armatures transversales

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : élancement géométrique du poteau.

**d. Calcul de  $\lambda_g$  :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a}$$

Calcul de  $\lambda_g$  et de  $A_t^{min}$  :

Section des poteaux des différents niveaux	Les niveaux	Hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	$\rho_a$
45x45	RDC	$L_0=4.08$	6.34	2.5
	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	$L_0=3.06$	4.76	3.75
40x40	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	$L_0=3.06$	5.355	2.5
35x35	6 <sup>ème</sup>	$L_0=3.06$	6.12	2.5
	l'attique et terrasse	$L_0=2.7$	5.4	2.5

**Tableau VI-1-5:** Calcul de  $\lambda_g$  pour les différents niveaux

➤ **Poteau (45x45) :**

**Cas de RDC :**

- **Zone nodales :**  $A_t^{min}=0.0003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$ .
- **Zone courante :**  $A_t^{min}=0.0003 \times 45 \times 15 = 2.025 \text{ cm}^2$ .

$v_u$  : L'effort tranchant max

$$v_u = 71.72 \text{ KN}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 71.72 \times 10^3}{450 \times 400} \times 100 = 0.99 \text{ cm}^2$$

$S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 71.72 \times 10^3}{450 \times 400} \times 150 = 1.49 \text{ cm}^2$$

Cas de 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> :

- **Zone nodales :**  $A_t^{min}=0.0073 \times 45 \times 10 = 3.285 \text{ cm}^2$ .
- **Zone courante :**  $A_t^{min}=0.0073 \times 45 \times 15 = 4.927 \text{ cm}^2$ .

$$v_u = 71.72 \text{ KN}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale :

$$A_t = \frac{3.75 \times 71.72 \times 10^3}{450 \times 400} \times 100 = 1.49 \text{ cm}^2$$

$S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante :

$$A_t = \frac{3.75 \times 71.72 \times 10^3}{450 \times 400} \times 150 = 2.23 \text{ cm}^2$$

➤ **Poteaux (40x40) :**

Cas de 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> :

- **Zone nodales :**  $A_t^{min}=0.0003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$ .
- **Zone courante :**  $A_t^{min}=0.0003 \times 40 \times 10 = 1.8 \text{ cm}^2$ .

$$v_u = 54.2 \text{ KN}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 54.2 \times 10^3}{400 \times 400} \times 100 = 0.84 \text{ cm}^2$$

$S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 54.2 \times 10^3}{400 \times 400} \times 150 = 1.27 \text{ cm}^2$$

➤ **Poteaux (35x35) :**

Cas de 6<sup>ème</sup> attique et terrasse :

- **Zone nodales :**  $A_t^{min}=0.0003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$ .
- **Zone courante :**  $A_t^{min}=0.0003 \times 35 \times 10 = 1.57 \text{ cm}^2$ .

$$v_u = 43.34 \text{ KN}$$

$S_t=10\text{cm}$  en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 43.34 \times 10^3}{350 \times 400} \times 100 = 0.77\text{cm}^2$$

$S_t=15\text{cm}$  en zone courante

$$A_t = \frac{2.5 \times 43.34 \times 10^3}{350 \times 400} \times 150 = 1.16\text{cm}^2$$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Poteaux	Etage	Hauteur [cm]	$\lambda_g$	$\rho_a$	$A_t^{min}[\text{cm}^2]$ Zone nodale $S_t=10[\text{cm}]$	$A_t^{min}[\text{cm}^2]$ Zone courante $S_t=15[\text{cm}]$	$A_{adopté}[\text{cm}^2]$
(45x45)	RDC	408	6.34	2.5	1.35	2.02	3.14
	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	306	4.76	3.75	1.5	2.23	3.14
(40x40)	3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	306	5.355	2.5	1.2	1.8	3.14
(35x35)	6 <sup>ème</sup>	306	6.12	2.5	1.05	1.57	3.14
	l'attique et terrasse	270	5.4	2.5	1.05	1.57	3.14

**Tableau VI-1-6:** Les sections transversales et leur espacement

#### e. Longueur minimal de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de  $4\phi$  en zone IIa.

- **Pour les HA14 :**

$$L_r=40 \times \phi=40 \times 1,4=56\text{cm} \quad \rightarrow \quad L_r=60\text{cm}$$

- **Pour les HA16 :**

$$L_r=40 \times \phi=40 \times 1,6=64\text{cm} \quad \rightarrow \quad L_r=65\text{cm}$$

- **Pour les HA20 :**

$$L_r=40 \times \phi=40 \times 2=80\text{cm} \quad \rightarrow \quad L_r=80\text{cm}$$

#### f. Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

- **Au niveau des poutres :**

$L' = 2 \times h$  ; tel que :  $h$  est la hauteur de la poutre

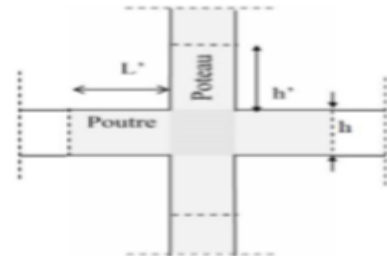
- **Au niveau des poteaux :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

**Figure VI-1-2 : Délimitation des poteaux**

$b_1$  et  $h_1$  : sont les dimensions du poteau.

$h_e$  : Hauteur entre nus des poutres.



Poteaux	H[cm]	h' [cm]
45x45(RDC)	408	$h' = \max\left(\frac{408-35}{6}; 45; 45; 60\text{cm}\right)$ =62,16
45x45(1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> )	306	$h' = \max\left(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60\text{cm}\right)$ =60
40x40(3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> )	306	$h' = \max\left(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60\text{cm}\right)$ =60
35x35(6 <sup>ème</sup> )	306	$h' = \max\left(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60\text{cm}\right)$ =60
35x35(attique et terrasse)	270	$h' = \max\left(\frac{270-35}{6}; 45; 45; 60\text{cm}\right)$ =60

**Tableau VI-1-7: Vérification au cisaillement**

**VI.1.5. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :****a. Vérification de la contrainte de cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\sigma_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$f_{c28}=25\text{MPa}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveau		$V_u$ [KN]	$b$ [cm]	$h$ [cm]	$d$ [cm]	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\sigma_{bu}$ [MPa]	$\tau_b^{adm}$ [MPa]	Obs
(45x45)	RDC	71,72	45	45	42	6,34	0,075	0,37	1,875	CV
	1 <sup>er</sup> étage	71,72	45	45	42	4,76	0,04	0,37	1	CV
	2 <sup>ème</sup> étage	71,72	45	45	42	4,76	0,04	0,37	1	CV
(40x40)	(3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> )	54,2	40	40	37	5,35	0,075	0,36	1,875	CV
(35x35)	6 <sup>ème</sup>	43,34	35	35	32	6,12	0,075	0,37	1,875	CV
	attique et terrasse	43,34	35	35	32	5,4	0,075	0,37	1,875	CV

**Tableau VI-1-8: Vérification au cisaillement**

**b. Ancrage des armatures (longueur de scellement) :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1\text{MPa}$$

$\psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence

- Pour les HA14 :  $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 49,38\text{cm} \rightarrow l_s = 50\text{cm}$
- Pour les HA16 :  $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 56,44\text{cm} \rightarrow l_s = 60\text{cm}$
- Pour les HA20 :  $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 70,54\text{cm} \rightarrow l_s = 70\text{cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : **0,4 l<sub>s</sub>** pour les aciers **HA**.

- Pour les **HA14** :  $l_a = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm}$ . →  $l_a = 20 \text{ cm}$
- Pour les **HA16** :  $l_a = 0,4 \times 56,44 = 22,58 \text{ cm}$ . →  $l_a = 25 \text{ cm}$
- Pour les **HA20** :  $l_a = 0,4 \times 70,54 = 28,21 \text{ cm}$ . →  $l_a = 30 \text{ cm}$

#### VI.1.6. Vérifications à l'ELS :

##### a. Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

##### b. Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91 modifié 99).

La sollicitation qui provoque la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle, une contrainte au plus égale à la limite élastique  $f_e$ .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante dans le cas de la flexion composée :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$f_e$  : Contrainte limite des aciers élastiques

$A_{min}$  : Section minimal d'acier tendue.

$f_{t28}$  : Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours.

$e_s$  : Excentricité de l'effort normal à l'ELS

b : hauteur utile.

d : largeur de la section de béton.

Niveau	combinaison	Effort normal [KN]	Moment fléchissant [KN.m]	$E=M/N$	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{ado}$ [cm <sup>2</sup> ]	Vérification
Zone1 (45x45)	ELU	$N_{max}=-1414,56$	$M_c=0,424$	0,00024	5,61	20,6	CV
	0,8G+E	$N_{min}=486,71$	$M_c=21,981$	0,04516	5.63		CV
	G+Q+E	$N_c=233,91$	$M_{max}=117,002$	0,5	5.84		CV
Zone2 (40x40)	ELU	$N_{max}=-773,71$	$M_c=-44,477$	0,002	4.39	14,2	CV
	0,8G+E	$N_{min}=82,39$	$M_c=40,26$	0,48	4.59		CV
	G+Q+E	$N_c=-59,89$	$M_{max}=80,9$	0,74	4.71		CV
Zone3 (35x35)	ELU	$N_{max}=-302,74$	$M_c=-25,647$	0,0083	3.32	12,32	CV
	0,8G+E	$N_{min}=-14,76$	$M_c=14,652$	0,99	3.72		CV
	G+Q+E	$N_c=-105,32$	$M_{max}=-53,681$	1,96	4.30		CV

Tableau VI-1-9: Vérifications de la Condition de non fragilité à l'ELS



**c. Vérification des contraintes:**

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \text{ (BAEL91/A.4.5.2)}$$

- Contrainte admissible de l'acier :  $\sigma_s=348$  MPa.
- Contrainte admissible de béton :  $\sigma_{bc}=15$  MPa

Afin de se simplifier le calcul, cette vérification est effectuée à l'aide du logiciel de ferraillage **SOCOTEC**.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

section	$N_s$ [KN]	$M_s$ [KN.m]	$e_s$	Obs	$\sigma_b^{\text{sup}}$ [MPa]	$\sigma_b^{\text{inf}}$ [MPa]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\sigma_b^{\text{sup}}$ [MPa]	$\sigma_b^{\text{inf}}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	obs
(45x45)	$N_{\text{max}}=-1372.34$	$M_{\text{corr}}=-53.176$	0.038	SEC	3.12	7.27	15	50.9	104.9	348	CV
	$N_{\text{min}}=399.94$	$M_{\text{corr}}=26.062$	0.065	SEC	2.53	0.5		35.9	9.48		CV
	$N_{\text{corr}}=163.65$	$M_{\text{max}}=113.273$	0.692	SPC	5.81	0		73	110.8		CV
(40x40)	$N_{\text{max}}=-772.49$	$M_{\text{corr}}=-46.332$	0.059	SEC	6.57	1.06	15	92.3	22.1	348	CV
	$N_{\text{min}}=65.09$	$M_{\text{corr}}=41.743$	0.6413	SPC	3.34	0		40.5	68.4		CV
	$N_{\text{corr}}=-71.86$	$M_{\text{max}}=82.295$	1.145	SPC	6.34	0		75.1	151.7		CV
(35x35)	$N_{\text{max}}=-302.49$	$M_{\text{corr}}=-26.039$	0.086	SPC	4.16	0	15	56.6	0.04	348	CV
	$N_{\text{min}}=-14.78$	$M_{\text{corr}}=14.898$	1.0079	SPC	1.65	0		19	37		CV
	$N_{\text{corr}}=-160.71$	$M_{\text{max}}=-53.195$	0.33	SPC	6.45	0		78.7	95.7		CV

Tableau VI-1-10: Vérification des contraintes

**Conclusion :**

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferraillage calculé à l'ELU.

Le ferraillage des différentes poteaux se fera suivante la section minimale  $A_s^{\min}$  correspondante recommandée par le règlement **RPA 99/ Version 2003** en zone **IIa**.

Section	Armature longitudinales	Armature transversales	Espaceement des armatures transversales [cm <sup>2</sup> ]	
45x45	4HA20 + 4HA16	4HA8	Zone nodale	10
			Zone courante	15
40x40	4HA16 + 4HA14	4HA8	Zone nodale	10
			Zone courante	15
35x35	8HA14	4HA8	Zone nodale	10
			Zone courante	15

**Tableau VI-1-11:** Tableau récapitulatif de ferraillage des poteaux

**VI.2.Ferrailage des poutres :**

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables obtenus après la modélisation par le logiciel **Etabs**.

**VI.2.1.Recommandations et exigences du RPA :****a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4 % en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0,5%bh [cm <sup>2</sup> ]	4%bh [cm <sup>2</sup> ]	6%hb [cm <sup>2</sup> ]
Poutres principales (40x30)	6	4,8	7,2
Poutres secondaires (35x30)	5,25	4,2	6,3

**Tableau VI-2-1: Pourcentage total des aciers longitudinaux**

- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\phi$  en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit ( $90^\circ$ ).

**a. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale.

$\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VI.2.2.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :****➤ Poutre principale non reliés aux voiles :****• En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{50,172 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 21,74} = 0,056 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,056 \rightarrow \beta = 0,9771$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{50,172 \times 10^6}{0,9771 \times 370 \times 348} = 3,98 \text{ cm}^2$$

**• Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{87,598 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 21,74} = 0,0981 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0981 \rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{87,598 \times 10^6}{0,948 \times 370 \times 348} = 7,17 \text{ cm}^2$$

	M max (KN.m)	$\mu_b$	obs	$\beta$	$A_{st}[\text{cm}^2]$	Ferrailage	$A_{adopté}[\text{cm}^2]$
En travée	50.172	0.0561	SSA	0.9771	3,98	3HA16	6.03
Aux appuis	87.598	0.0981	SSA	0.948	7,17	3HA16 (filantes) + 2HA12 (chapeaux)	8.29

**Tableau VI-2-2:** Ferrailage de poutres principales non reliés aux voiles**➤ Poutre principale reliés aux voiles :****• En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{112,308 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 21,74} = 0,125 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,125 \rightarrow \beta = 0,932$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{112,308 \times 10^6}{0,932 \times 370 \times 348} = 9,35 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{131,627 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 21,7} = 0,147 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,147 \rightarrow \beta = 0,92$$

$$A_{st} = \frac{a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{131,627 \times 10^6}{0,92 \times 370 \times 348} = 11,11 \text{ cm}^2$$

	$M_{\max}$ [KN.m]	$\mu_b$	obs	$\beta$	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ [cm <sup>2</sup> ]
En travée	112.308	0.125	SSA	0.932	9.35	3HA16 (filantes) + 3HA14 (chapeaux)	10.65
Aux appuis	131.627	0.147	SSA	0.92	11.11	3HA16 (filantes) + 3HA16 (chapeaux)	12.06

**Tableau VI-2-3:** Ferrailage de poutres principales reliées aux voiles

➤ **Poutre secondaires non reliés aux voiles :**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{66,077 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 21,74} = 0,0989 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0989 \rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{66,077 \times 10^6}{0,948 \times 320 \times 348} = 6,25 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{86,019 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 21,74} = 0,128 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,128 \rightarrow \beta = 0,931$$

$$A_{st} = \frac{a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{86,019 \times 10^6}{0,931 \times 320 \times 348} = 8,29 \text{ cm}^2$$

	$M_{\max}$ [KN.m]	$\mu_b$	obs	$\beta$	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferraillage	$A_{\text{adopté}}$ [cm <sup>2</sup> ]
En travée	66,077	0.0989	SSA	0.948	6,25	3HA14 (filante) + 2HA12 (chapeaux)	6.88
Aux appuis	86,019	0.128	SSA	0.931	8,29	3HA14 (filantes) + 3HA14 (chapeaux)	9.24

Tableau VI-2-4: Ferraillage des poutres secondaires non reliés aux voiles

## ➤ Poutre secondaires reliés aux voiles :

## • En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41,555 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 21,74} = 0,062 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{41,55 \times 10^6}{0,968 \times 320 \times 348} = 3,85 \text{ cm}^2$$

## • Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 21,74} = 0,0703 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0703 \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{47 \times 10^6}{0,964 \times 320 \times 348} = 4,37 \text{ cm}^2$$

	$M_{\max}$ [KN.m]	$\mu_b$	obs	$\beta$	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferraillage	$A_{\text{adopté}}$ [cm <sup>2</sup> ]
En travée	41,55	0,062	SSA	0.968	3,85	3HA14	4,62
Aux appuis	47	0.0703	SSA	0.964	4,37	3HA14 (filantes) + 2HA12 (chapeaux)	6,88

Tableau VI-2-5: Ferraillage de poutres secondaires reliées aux voiles

**VI.2.3. Vérifications à l'ELU:****a. Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):**

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{min}$

Avec :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_c}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_c = 400 \text{ MPa}$$

		$A_{st} [\text{cm}^2]$	$A_{min} [\text{cm}^2]$	Vérification
PP Reliées aux voiles	En travée	10,65	1,34	CV
	Aux appuis	12,06	1,34	CV
PP Non reliées aux voiles	En travée	6,03	1,34	CV
	Aux appuis	8,29	1,34	CV
PS Reliées aux voiles	En travée	6,88	1,15	CV
	Aux appuis	9,24	1,15	CV
PS Non reliées aux voiles	En travée	4,62	1,15	CV
	Aux appuis	6,88	1,15	CV

**Tableau VI-2-6:** Condition de non fragilité du béton de la section minimale

**b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$



**Calcul de l'espacement  $S_t$  :**

	Calcul de $S_t$ [cm <sup>2</sup> ]			$A_t=0.003 \times b \times h$	Ferraillage	$A_{adop}$ [cm <sup>2</sup> ]
Poutres principales	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min [10 ; 19,2]	$S_t=10$	0.9	4HA8	2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t=15$	1.35		
Poutres secondaires	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min [8,75 ; 16,8]	$S_t=10$	0.9	4HA8	2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$ cm	$S_t=15$	1.35		

**Tableau VI-2-7:** Vérification des armatures transversales à l'ELU**c. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

Avec :

 $T_u^{\max}$ : L'effort tranchant max à l'ELU

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

	Effort tranchant [KN]	b [cm]	d [cm]	$\tau_u$ [MPa]	$\overline{\tau_u}$ [MPa]	observation
PP Reliées aux voiles	53.24	30	37	0.47	3.33	CV
PP Non reliées aux voiles	95.37	30	37	0.84	3.33	CV
PS Reliées aux voiles	28.8	30	32	0.3	3.33	CV
PS Non reliées aux voiles	21.82	30	32	0.22	3.33	CV

Tableau VI-2-8: Vérification au cisaillement

**d. Influence de l'effort tranchant :**

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On doit vérifier la relation :

$$T_u^{\max} \leq \overline{T_u} = 0,4 \frac{0,9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

	Effort tranchant [KN]	b [cm]	d [cm]	$f_{c28}$ [MPa]	$\overline{T_u}$ [KN]	observation
PP Reliées aux voiles	53.24	30	37	25	666	CV
PP Non reliées aux voiles	95.37	30	37	25	666	CV
PS Reliées aux voiles	28.8	30	32	25	576	CV
PS Non reliées aux voiles	21.82	30	32	25	576	CV

Tableau VI-2-9: Influence de l'effort tranchant sur le béton

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right]$$

Avec :  $M_u$  en valeur algébrique.

Si :  $\left[ T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$  La vérification n'est pas nécessaire.

- **Pour les poutres principales :**  $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} = 95,37 - \frac{87,598}{0,9 \times 0,37} = -167,6 \text{ KN} < 0$

- **Pour les poutres principales reliées aux voiles :**

$$T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} = 53,24 - \frac{131,627}{0,9 \times 0,37} = -342,02 \text{ KN} < 0$$

- **Pour les poutres secondaires :**  $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} = 21,82 - \frac{47,7}{0,9 \times 0,32} = -143,8 \text{ KN} < 0$

- **Pour les poutres secondaires reliées aux voiles :**

$$T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} = 28,8 - \frac{86,019}{0,9 \times 0,32} = -269,87 \text{ KN} < 0$$

$\Rightarrow$  Donc aucune vérification n'est nécessaire.

#### e. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec :  $\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$  (Coefficient de scellement HA)

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

- **Poutres principales reliées aux voiles :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,6 = 30,144 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{53,24 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 301,44} = 0,53 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres principales non reliées aux voiles :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,6 = 25,12 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{95,37 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 251,2} = 1,14 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires reliées aux voiles :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,4$$

$$\tau_{se} = \frac{28,8 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 263,76} = 0,37 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires non reliées aux voiles :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 1,4$$

$$\tau_{se} = \frac{21,82 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 219,8} = 0,34 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**f. Ancrage des armatures (longueur de scellement) (art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ [MPa]}$$

- Pour les  $\emptyset_{12}$  :  $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ [cm]} \rightarrow L_s = 45 \text{ cm}$

- Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ [cm]} \rightarrow L_s = 50 \text{ cm}$

- Pour les  $\emptyset_{16}$  :  $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 54,4 \text{ [cm]} \rightarrow L_s = 55 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à  $0,4l_s$ , pour les aciers **HA**.

- Pour les  $\emptyset_{12}$  :  $L_a = 18$  cm
- Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $L_a = 20$  cm
- Pour les  $\emptyset_{16}$  :  $L_a = 22$  cm

#### VI.2.4. Vérifications à L'ELS :

##### a. Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

##### b. Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS :

On a :  $\bar{f} = \frac{1}{500}$

##### • Poutres principales reliées aux voiles :

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{4,40}{500} = 0,0088\text{m} \Rightarrow f_{ETABS} = 0,0001037\text{m} < \bar{f} = 0,0088\text{m}$$

##### • Poutres principales non reliées aux voiles :

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{4,40}{500} = 0,0088\text{m} \Rightarrow f_{ETABS} = 0,000968\text{m} < \bar{f} = 0,0088\text{m}$$

##### • Poutres secondaires reliées aux voiles :

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{4,20}{500} = 0,0084\text{m} \Rightarrow f_{ETABS} = 0,0001075\text{m} < \bar{f} = 0,0084\text{m}$$

##### • Poutres secondaires non reliées aux voiles :

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{4,20}{500} = 0,0084\text{m} \Rightarrow f_{ETABS} = 0,0002602\text{m} < \bar{f} = 0,0084\text{m}$$

#### Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

##### c. Etat limite de compression du béton :

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 348$  [MPa]

Contrainte admissible du béton :  $\overline{\sigma}_{bc}=15[\text{MPa}]$

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15[\text{MPa}]$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

( $\beta_1, K_1$ ) Sont tirés du tableau à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Zone	Moment à l'ELS [KN.m]	$\rho$	$\beta_1$	$K_1$	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]	$\sigma_{st}$ [MPa]	$\overline{\sigma_{st}}$ [MPa]	obs	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma_{bc}}$ [MPa]	obs
PP Reliées aux voiles	Travée	10.027	0.959	0.863	21.5	10.65	37	29.48	348	CV	1.37	15	CV
	appuis	-31.913	1.085	0.856	19.72	12.06	37	83.55		CV	4.23		CV
PP Non Reliées aux voiles	Travée	32.368	0.542	0.890	30.45	6.03	37	163	384	CV	5.35	15	CV
	appuis	-46.03	0.746	0.876	25.16	8.29	37	171.31		CV	6.8		CV
Ps Reliées aux voiles	Travée	20.667	0.716	0.875	25	6.88	32	107.28	384	CV	4.29	15	CV
	appuis	-27.857	0.962	0.862	21.23	9.24	32	109.3		CV	5.14		CV
Ps non Reliées aux voiles	Travée	9.501	0.481	0.895	32.62	4.62	32	71.80	384	CV	2.20	15	CV
	appuis	-14.746	0.716	0.877	25.65	6.88	32	76.37		CV	2.97		CV

Tableau VI-2-10 : Vérifications des contraintes à L'ELS

Le ferraillage retenu pour les poutres est résumé dans le tableau suivant :

		zone	Ferraillage	Armatures transversales	Espacement	
					Zone nodale [cm]	Zone courante [cm]
Poutres principales	Reliées aux voiles	Appuis	3HA16+3HA16	4HA8	10	15
		Travée	3HA16+3HA14			
	Non reliées aux voiles	Appuis	3HA16+2HA12			
		Travée	3HA16			
Poutres secondaires	Reliées aux voiles	Appuis	3HA14+2HA12	4HA8	10	15
		Travée	3HA14			
	Non reliées aux voiles	Appuis	3HA14+3HA14			
		Travée	3HA14+2HA12			

**Tableau VI-2-11 : Ferraillage des poutres**



### VI.3.Ferraillages des voiles :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

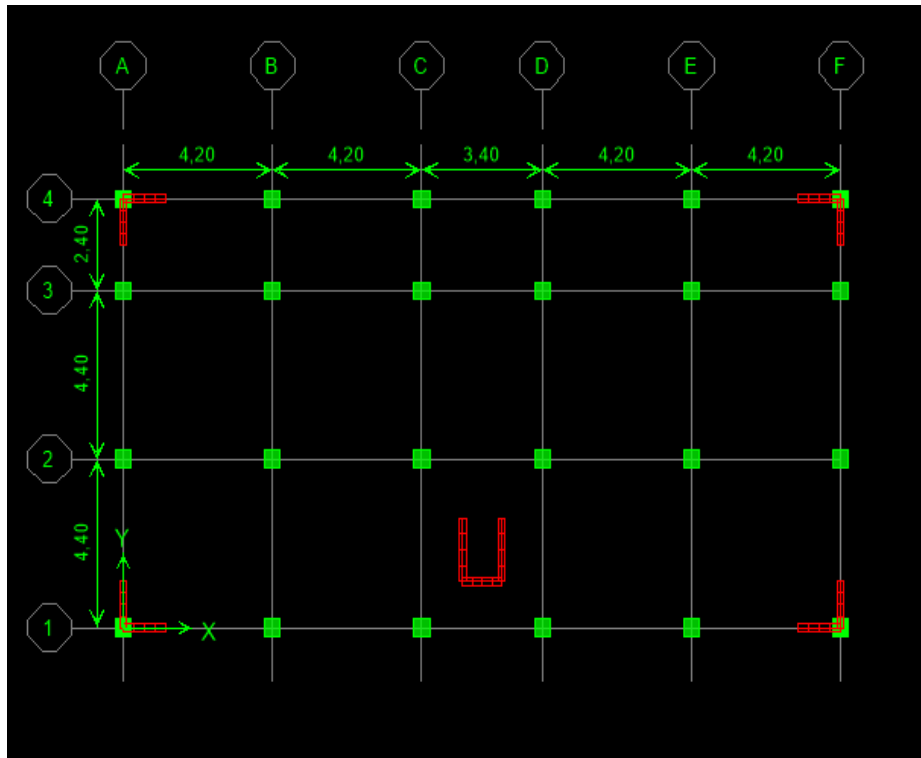
Les voiles sont ferraillés en trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montages.

Notre ouvrage comprend deux(02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferrailler par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- **Zone I** : RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage.
- **Zone II** : 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage .
- **Zone III** : 6<sup>ème</sup> étage et l'attique.

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :



### Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles sont :

- $1.35G+1.5Q$  à l'ELU
- $G+Q\pm E$  RPA 2003  $0.8G\pm E$  RPA 2003

### VI.3.1.Recommandation du RPA 99 version 2003 :

#### a. Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton.

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA version 2003 Art 7.7.4.1})$$

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_c} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1})$$

Avec : B : section du béton.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**b. Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \varnothing$  et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

**Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA9 /Version2003.}$$

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

**c. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

**d. Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**e. Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Avec :

$e$  = épaisseur du voile ( $e = 20 \text{ cm}$ )

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de  $1/(10)$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

**f. Longueur de recouvrement : (Art : 7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)**

Elles doivent être égales à :

- $40 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**VI.3.3.Exposé de la méthode de calcul :**

**1. Calcul des armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e x L).

a. Calcul de l'excentricité :  $e_G = \frac{M}{N}$

**b. La nature de la section :**

- Si  $e_G < \frac{L}{2}$   $\Rightarrow$  section entièrement tendue
- Si  $e_G > \frac{L}{2}$   $\Rightarrow$  section entièrement comprimée

**c. Solution avec des armatures symétriques :**

$$A_1 = A_2 \geq \left[ \frac{N}{2f_c/\gamma_s} ; A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_c} \right]$$

Avec :

B : C'est la section de voile.

**d. Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left\{ A_{\min}^{RPA} ; A_{\min}^{BAEL} \right\} = \max \left\{ [0.15\% \times (e \times L)] ; [0.23 \times e \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}] \right\}$$

**e. Espacement:**

En zone courante:  $S \leq \min \{1.5e, 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$

Soit:  $S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante

En zone d'extrémité c'est  $\frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$  (espacement du potelet)

## 2. Calcul des armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_c} \Rightarrow A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_h}{0.8 \times f_c}$$

D'après le BAEL91 :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA :  $A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times S_h$

## 3. Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre Carré de surface verticale.

## VII.3.4.Exemple de calcul :

### 1. Calcul des armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e x l).

#### a. Calcul de l'excentricité :

On a :

$$M = 391.38 \text{ KN.m}$$

$$N = 1297.72 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{391.38}{1297.72} = 0.301 \text{ m}$$

#### b. La nature de la section :

$$e_G = 0.301 \text{ m} < \frac{L}{2} = \frac{1.20}{2} = 0.6 \text{ m} \rightarrow \text{Section entièrement tendue}$$

#### c. Solution avec des armatures symétriques :

$$A_1 = A_2 \geq \left\{ \frac{N}{2f_e/\gamma_s}; A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$\frac{N}{2f_e/\gamma_s} = \frac{1297.72 \times 10^3}{2 \times \frac{400}{1}} = 16.22 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} = \frac{20 \times 120 \times 2.1}{400} = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_2 \geq \{16.22 \text{ cm}^2; 12.60 \text{ cm}^2\}$$

Donc:

$$A_1 = A_2 \geq 16.22 \text{ cm}^2$$

Section nécessaire pour une seule nappe:  $\frac{A_1}{\text{nappe}} = 8.11 \text{ cm}^2$

#### d. Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max\{A_{\min}^{\text{RPA}}; A_{\min}^{\text{BAEL}}\} = \max\left\{\left[0.15\% \times (e \times L)\right]; \left[0.23 \times e \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right]\right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.15\% \times (e \times L) = 0.0015 \times 20 \times 120 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.23 \times e \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 20 \times 115 \times 2.1}{400} = 2.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max\{A_{\min}^{\text{RPA}}; A_{\min}^{\text{BAEL}}\} = \max(3.6 \text{ cm}^2; 2.77 \text{ cm}^2) = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_2 = 16.22 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.6 \text{ cm}^2$$

La section adoptée est :

Les armatures verticales pour une seule nappe : **9HA12** = 10.18 cm<sup>2</sup>

#### e. Espacement:

En zone courante:  $S \leq \min\{1.5e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$

Soit: **S<sub>t</sub> = 15 cm** en zone courante

En zone d'extrémité c'est  $\frac{S_t}{2} = \mathbf{10 \text{ cm}}$  (espacement du potelet)

## 2. Les armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

D'après le BAEL91 :

$$A_H = \frac{A_1}{4} = \frac{10.18}{4} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% \times (e \times S_h) = 0.0015 \times 20 \times 15 = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 2.54 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte: **5HA12** = 5.65 cm<sup>2</sup>

### 3. Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre Carré de surface verticale.

#### f. Vérification à l'ELS:

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_{\text{adop}}} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_{\text{adop}}} = \frac{701.73 \times 10^3}{(200 \times 1200) + 15 \times 10.18 \times 10^2} = 2.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### VII.3.5. Vérification de la contrainte de cisaillement à l'ELU:

- D'après l'RPA

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T}{b_o \times d} = \frac{1.14 \times 176.59}{200 \times 0.9 \times 1200} = 1.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- D'après le BAEL

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.14 \times 176.59}{200 \times 0.9 \times 1200} = 0.81 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Zone	Sollicitations									Armatures Verticales					
	N <sub>s</sub> [KN]	M [KN.m]	N [KN]	Vu [KN]	L [cm]	d [cm]	E <sub>p</sub> [cm]	E <sub>G</sub> [cm]	L/2	A1=A2 [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min/nappe</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A/nappe [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>v</sub> [cm <sup>2</sup> ]	section	A <sub>adop</sub> [cm <sup>2</sup> ]
Zone I (RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> )	701,73	389,582	702,36	176,59	120	115	20	0,55467566	60	12,6	3,6	6,3	8,11	9HA12	10,18
		391,38	1297,72		120	115	20	0,30159048	60	16,2215	3,6	8,11075			
		391,38	592,73		120	115	20	0,66030064	60	12,6	3,6	6,3			
Zone II (3, 4 et 5 <sup>ème</sup> )	264,88	123,757	112,7	90,67	120	115	20	1,09811003	60	12,6	3,6	6,3	6,3	9HA12	10,18
		3,617	415,76		120	115	20	0,00869973	60	12,6	3,6	6,3			
		131,222	16,97		120	115	20	7,73258692	60	12,6	3,6	6,3			
Zone III (6 <sup>ème</sup> , attique)	90,07	47,929	61,53	48,11	120	115	20	0,77895336	60	12,6	3,6	6,3	6,3	9HA12	10,18
		4,787	177,07		120	115	20	0,02703451	60	12,6	3,6	6,3			
		116,408	134,37		120	115	20	0,86632433	60	12,6	3,6	6,3			

Tableau VI-3-1 : Les armatures verticales des voiles VL1, VL2, VL3, VL4



Armatures horizontales			Armatures transversales	Espacement [cm]	
$A_H=A_V/4$	Section/ml	$A_H^{adopté} [cm^2]$	$A_t/ml$	Nodale	Courante
2,545	5HA12	5,65	4HA8	10	15
2,545	5HA12	5,65	4HA8	10	15
2,545	5HA12	5,65	4HA8	10	15

**Tableau VI-3-2** : Les armatures horizontales et transversales des voiles VL1, VL2, VL3, VL4

$\tau_b < \bar{\tau}_b = 15 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 15 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
$\tau_b [MPa]$	Observation	$\tau_u [MPa]$	Observation	$\sigma_{bc} [MPa]$	Observation
1,1445648	CV	0,8175463	CV	2,8241473	CV
0,5876759	CV	0,4197685	CV	1,0660227	CV
0,3118241	CV	0,2227315	CV	0,3624912	CV

**Tableau VI-3-3** : Vérifications des voiles VL1, VL2, VL3, VL4

Zone	Sollicitations									Armatures Verticales					
	N <sub>s</sub> [KN]	M [KN.m]	N [KN]	V <sub>u</sub> [KN]	L [cm]	d [cm]	E <sub>p</sub> [cm]	E <sub>G</sub> [cm]	L/2	A <sub>1</sub> =A <sub>2</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A/nappe [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>v</sub> [cm <sup>2</sup> ]	section	A <sub>adop</sub> [cm <sup>2</sup> ]
Zone I (RDC , 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> )	406,24	343,749	1171,5	154,71	120	115	20	0,29343	60	14,64375	3,6	7,321875	7,32	9HA12	10,18
		340,249	487,66		120	115	20	0,69772	60	12,6	3,6	6,3			
		776,351	607,8		120	115	20	1,27731	60	12,6	3,6	6,3			
Zone II (3,4 et 5 <sup>ème</sup> )	253,81	132,065	427,02	127,84	120	115	20	0,30927	60	12,6	3,6	6,3	6,3	9HA12	10,18
		85,478	91,5		120	115	20	0,93419	60	12,6	3,6	6,3			
		142,321	169,23		120	115	20	0,84099	60	12,6	3,6	6,3			
Zone III (6 <sup>ème</sup> , attique)	84,73	54,996	167,32	53,46	120	115	20	0,32869	60	12,6	3,6	6,3	6,3	9HA12	10,18
		53,259	43,34		120	115	20	1,22886	60	12,6	3,6	6,3			
		99,498	4,61		120	115	20	21,5831	60	12,6	3,6	6,3			

Tableau VI-3-4 : Les armatures verticales des voiles VT1, VT2, VT3, VT4

Armatures Horizontales			Armatures transversales	Espacement [cm]	
$A_H=A_V/4$	Section/ml	$A_H^{adopté} [cm^2]$	$A_t/ml$	nodale	Courante
2,545	5HA12	5,65	4HA 8	10	15
2,545	5HA12	5,65	4HA 8	10	15
2,545	5HA12	5,65	4HA 8	10	15

**Tableau VI-3-5** : Les armatures horizontales et transversales des voiles VT1, VT2, VT3, VT4

$\tau_b < \bar{\tau}_b = 15 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 15 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
$\tau_b [MPa]$	Observation	$\tau_u [MPa]$	Observation	$\sigma_{bc} [MPa]$	Observation
1,00275	CV	0,71625	CV	1,6349331	CV
0,8285926	CV	0,5918519	CV	1,021471	CV
0,3465	CV	0,2475	CV	0,3410001	CV

**Tableau VI-3-6** : Les vérifications des voiles VT1, VT2, VT3, VT4

Sollicitations										Armatures Verticales					
Zone	N <sub>s</sub> [KN]	M [KN.m]	N [KN]	Vu [KN]	L [cm]	d [cm]	E <sub>p</sub> [cm]	E <sub>G</sub> [cm]	L/2	A1=A <sub>2</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A/nappe [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>v</sub> [cm <sup>2</sup> ]	section	A <sub>adop</sub> [cm <sup>2</sup> ]
Zone I (RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> )	542,9	15,558	1591,69	280,19	110	105	20	0,00977	55	19,896125	3,3	9,9480625	9,94	8HA14	12,31
		15,558	673,8		110	105	20	0,02309	55	11,55	3,3	5,775			
		346,829	542,9		110	105	20	0,63885	55	11,55	3,3	5,775			
Zone II (3,4 et 5 <sup>ème</sup> )	391,67	4,37	2,13	163,18	110	105	20	2,05164	55	11,55	3,3	5,775	5,77	8HA12	9,05
		6,244	565,03		110	105	20	0,01105	55	11,55	3,3	5,775			
		115,222	349,74		110	105	20	0,32945	55	11,55	3,3	5,775			
Zone III (6 <sup>ème</sup> , attique)	176,82	5,94	323,74	72,77	110	105	20	0,01835	55	11,55	3,3	5,775	5,77	8HA12	9,05
		5,94	133,28		110	105	20	0,04457	55	11,55	3,3	5,775			
		80,465	116		110	105	20	0,69366	55	11,55	3,3	5,775			

Tableau VI-3-7 : Les armatures verticales de voile VL5

Armatures Horizontales			Armatures transversales	Espacement [cm]	
$A_H=A_V/4$	Section/ml	$A_H^{adopté} [cm^2]$	$A_V/ml$	nodale	Courante
3,0775	5HA12	5,65	4HA 8	10	15
2,2625	5HA12	5,65	4HA 8	10	15
2,2625	5HA12	5,65	4HA 8	10	15

**Tableau VI-3-8 :** Les armatures horizontales et transversales du voile VL5

$\tau_b < \bar{\tau}_b = 15 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 15 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
$\tau_b [MPa]$	Observation	$\tau_u [MPa]$	Observation	$\sigma_{bc} [MPa]$	Observation
1,9811414	CV	1,415101	CV	2,37619	CV
1,153798	CV	0,8241414	CV	1,7142795	CV
0,5145354	CV	0,3675253	CV	0,773914	CV

**Tableau VI-3-9 :** Les vérifications du voile VL5

Zone	Sollicitations									Armatures Verticales					
	N <sub>s</sub> [KN]	M [KN.m]	N [KN]	Vu [KN]	L[cm]	d [cm]	E <sub>p</sub> [cm]	E <sub>G</sub> [cm]	L/2	A <sub>1</sub> =A <sub>2</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A/nappe [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>v</sub> [cm <sup>2</sup> ]	section	A <sub>adop</sub> [cm <sup>2</sup> ]
Zone I (RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> )	806,2	19,083	2138,04	232,76	165	160	20	0,00893	82,5	26,7255	4,95	13,36275	13,36	12HA14	18,46
		19,66	776,65		165	160	20	0,02531	82,5	17,325	4,95	8,6625			
		727,861	1160,57		165	160	20	0,62716	82,5	17,325	4,95	8,6625			
Zone II (3,4 et 5 <sup>ème</sup> )	551,06	20,134	770,8	137,08	165	160	20	0,02612	82,5	17,325	4,95	8,6625	8,66	12HA12	13,56
		16,694	24,74		165	160	20	0,67478	82,5	17,325	4,95	8,6625			
		181,668	626,59		165	160	20	0,28993	82,5	17,325	4,95	8,6625			
Zone III (6 <sup>ème</sup> , attique)	225,16	31,616	478,14	68,42	165	160	20	0,06612	82,5	17,325	4,95	8,6625	8,66	12HA12	13,56
		41,943	102,2		165	160	20	0,4104	82,5	17,325	4,95	8,6625			
		195,795	73,14		165	160	20	2,67699	82,5	17,325	4,95	8,6625			

Tableau VI-3-10 : Les armatures verticales des voiles VT5, VT6

Armatures Horizontales			Armatures transversales	Espacement	
$A_H=A_V/4$	Section/ml	$A_H^{adopté}$	$A_t/ml$	nodale	Courante
4,615	5HA12	5,65	4HA 8	10	15
3,39	5HA12	5,65	4HA 8	10	15
3,39	5HA12	5,65	4HA 8	10	15

**Tableau VI-3-11** : Les armatures horizontales et transversales des voiles VT5, VT6

$\tau_b < \bar{\tau}_b = 15 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 15 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
$\tau_b [\text{MPa}]$	Observation	$\tau_u [\text{MPa}]$	Observation	$\sigma_{bc} [\text{MPa}]$	Observation
1,0971852	CV	0,7837037	CV	2,3818598	CV
0,6461684	CV	0,4615488	CV	1,6280671	CV
0,3225185	CV	0,2303704	CV	0,665219	CV

**Tableau VI-3-12** : Les vérifications des voiles VT5, VT6

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons calculé les armatures nécessaires des éléments structuraux, qui peuvent assurer la stabilité et la résistance de notre ouvrage.



## Introduction

Une fondation par définition est un organe de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des fondations profondes (puits, pieux).

### VII.1.Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

### VII.2. Fondations :

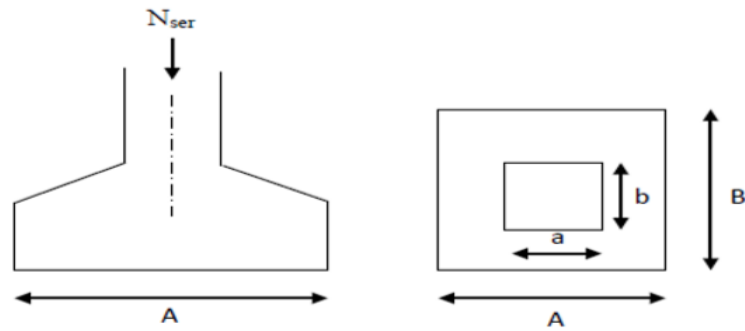
#### VII.2.1. Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



**Figure VII-1** : Schéma de la semelle isolée

Exemple :

$$N_{ser} = 1260.65 \text{ KN} \quad , \quad \overline{\sigma}_{sol} = \frac{200 \text{ KN}}{\text{m}^2} \Rightarrow B = 2,55 \text{ m}$$

**Remarque :**

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.

## VII.2.2. semelles filantes :

### VII.2.2.1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$ )

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

- **Sens longitudinal :**

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	$S_1 = B \times L$ [m <sup>2</sup> ]
VL1	412.78	1.20	1.75	2.1
VL2	412.78	1.20	1.75	2.1
VL3	352.49	1.20	1.50	1.8
VL4	352.49	1.20	1.50	1.8
VL5	542.9	1.10	2.50	2.75
La somme				10.55

**Tableau VII-1:** résultats des surfaces revenant aux voiles

- **Sens transversal :**

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	$S_2 = B \times L$ [m <sup>2</sup> ]
VT1	357.71	1.2	1.50	1.20
VT2	406.24	1.2	1.70	2.04
VT3	357.71	1.2	1.50	1.20
VT4	406.24	1.2	1.70	2.04
VT5	806.2	1.65	2.50	4.125
VT6	806.2	1.65	2.50	4.125
La somme				14.73

**Tableau VII-2:** résultats des surfaces revenant aux voiles

La surface des semelles filantes sous voiles est :  $A_{sv} = S_{vl} + S_{vt} = 25.28 \text{ m}^2$

**VII.2.2.2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :****a. 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.

**b. Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$
- Détermination de coordonnée de la résultante  $R$  :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$

- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6} \quad \text{Avec } L \text{ est la distance entre nus des poteaux}$$

- Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et moments fléchissant.
- Calcul la semelle dans le sens transversal.

Soit le portique (4-4)

Poteaux	N=G+Q [KN]	M[KN.m]	e <sub>i</sub>	N × e <sub>i</sub>
1	1032.08	-2.264	-5.60	-5779.65
2	1260.65	-0.376	-1.20	-1512.78
3	961.67	5.604	3.20	3077.344
4	778.17	-3.304	5.60	4357.752
La somme	4032.57	-0.34		142.666

**Tableau VII-3:** résultats des efforts revenant aux poteaux

$$R = \sum N_i = 4032.57 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i + \sum M_i}{R} = \frac{4032.57 - 0.34}{4032.57} = 0.99$$

Donc l'excentricité  $e = 0,99 \text{ m}$

**c. Distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0.99 \leq \frac{11.2}{6} = 1.86 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{max} = \frac{4032.57}{11.2} \left( 1 + \frac{6 \times 0.99}{11.2} \right) = 551 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{4032.57}{11.2} \left( 1 - \frac{6 \times 0.99}{11.2} \right) = 169.09 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{4032.57}{11.2} \left( 1 + \frac{3 \times 0.99}{11.2} \right) = 455.52 \text{ KN/ml}$$

**d. calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{455.52}{200} = 2.27 \text{ m}$$

On opte pour  $B = 2.30 \text{ m}$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est

$$S_p = 2.30 \times 11.2 \times 6 = 154.56 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes sous voiles est :  $S_v = 25.28 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes :  $S_s = S_p + S_v = 25.28 + 154.56 = 179.84 \text{ m}^2$

La surface totale de bâtiment est :  $S_{\text{bat}} = 226.24 \text{ m}^2$

**Remarque :**

La surface totale des semelles représente 72.32% de la surface du bâtiment.

**Conclusion :**

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface d'assise du sol, alors on opte pour un radier général.

**VII.2.3. Calcul du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, qui est soumis à la réaction du sol diminuées 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,
- Facilite le coffrage,
- Est exécutable rapidement,
- Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

**VII.2.3.1. Pré dimensionnement du radier :**

- Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.
- Selon la condition forfaitaire

**Sous voile :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4,4 \text{ m} \quad 55 \text{ cm} \leq h \leq 88 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 80 \text{ cm}$ .

**Sous poteau** : la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{440}{20} = 22\text{cm}$$

On prend :  $h_d = 40\text{cm}$ .

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  avec:

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{440}{10} = 44\text{cm}$$

Soit :  $h_n = 60\text{ cm}$ .

#### a. Vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40\text{ MPa}$

$I$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819\text{MPa}.$$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.40\right)^4 \left(\frac{3 \times 40}{10819}\right)} = 0.88\text{m}$$

Soit :  $h_n = 100\text{ cm}$ .

**b. Largeur de la nervure :**

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend  $b_n = 55 \text{ cm}$

**c. Dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_{dalle flottante} \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{440}{50} = 8.8 \text{ cm} \leq h_{dalle flottante} \leq \frac{440}{40} = 11 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur de la dalle flottante de  $h_{dalle flottante} = 10 \text{ cm}$

**Conclusion**

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens :  $h = 100 \text{ cm}$ .
- Largeur de la nervure :  $b = 55 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la dalle :  $h = 40 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la dalle flottante de  $h_{dalle flottante} = 10 \text{ cm}$

**VII.2.3.2. Détermination de la surface nécessaire du radier :****a. Détermination des efforts à la base :**

Charge permanente  $G_t = 19975.2 \text{ KN}$

Charge d'exploitation  $Q_t = 3890.27 \text{ KN}$

**Combinaison d'actions**

- A l'ELU :  $N_u = 1.35G + 1.5Q = 32801.925 \text{ KN}$
- A l'ELS :  $N_s = G + Q = 23865.47 \text{ KN}$

**Détermination de la surface nécessaire du radier :**

- A l'ELU :  $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{32801.925}{266} = 123.31 \text{ m}^2$
- A l'ELS :  $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{23865.47}{200} = 119.33 \text{ m}^2$



$$S_{bat} = 226.24 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} > \max(S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS})$$

$$S_{rad} = 123.31 \text{ m}^2$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur  $L_d$ . (d'après les règles BAEL).

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max(50; 30 \text{ cm})$$

On ajoute au radier un débord de 50 cm dans les quatre sens.

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{debord}$$

$$S_{radier} = S_{bat} + (L_{debord}(L_x + L_y) \times 2) = 226.24 + (0.5 \times (20.2 + 11.2) \times 2) = 257.64 \text{ m}^2$$

**Charge permanente :**

- **Poids du radier :**

$$G_{rad} = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{remblai} + G_{dalle flottante}$$

- **Poids de la dalle :**

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_{dalle} \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = 257.64 \times 0.4 \times 25 = 2576.4 \text{ KN}$$

- **Poids de la nervure :**

$$P_{ner} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$$

$$P_{ner} = 0.5 \times (1 - 0.4) \times 11.2 \times 25 + (0.5(1 - 0.4) \times 20.2 \times 4 \times 25)$$

$$P_{ner} = 1110 \text{ KN}$$

- **Poids de T.V.O :**

$$P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

**Avec :**

$$S_{ner} = (b_n \times L_x \times L_y \times n) + (b_n \times L_x \times L_y \times n)$$

$$S_{ner} = (0.55 \times 11.2 \times 6) + (0.55 \times 20.2 \times 4) = 74 \text{ m}^2$$

$$S_{ner} = 74 \text{ m}^2$$

$$P_{T.V.O} = (257.64 - 74) \times (1 - 0,40) \times 20$$

$$P_{T.V.O} = 2203.68 \text{KN}$$

- **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times 25$$

$$P_{df} = 257.64 \times 0,10 \times 25 \rightarrow P_{df} = 644.1 \text{KN}$$

**Poids total du radier :**

$$G_{rad} = 2576.4 + 1110 + 2203.68 + 644.1$$

$$G_{rad} = 6534.18 \text{ KN}$$

- **charges d'exploitation :**

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{bat} = 3890.26 \text{ [KN]}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{rad} = 3.5 \times S_{rad} = 3.5 \times 257.64 = 901.74 \text{ KN}$$

**Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 6534.8 + 19975.2$$

$$G_{tot} = 26510 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 3890.26 + 901.74$$

$$Q_{tot} = 4792 \text{ KN}$$

**Combinaisons d'action :**

- **A l'ELU :**  $1,35G_{tot} + 1,5Q_{tot} = 1,35(26510) + 1,5(4792) = 42976.5 \text{ [KN]}$

$$N_u = 42976.5 \text{ [KN]}$$

- **A l'ELS :**  $G + Q = 26510 + 4792 = 31302 \text{ [KN]}$

$$N_s = 31302 \text{ [KN]}$$

**VII.2.3.3. Vérification à l'ELU :****a. Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL91/Art A.5.1.211) :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

Avec :

$$b=100[\text{cm}] \quad ; \quad d = 0,9h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ [cm]}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{42976,5 \times 1}{257,64} \times \frac{4,4}{2} = 366,97 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{366,97}{1 \times 1000 \times 0,36} = 1,019 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ [KN]} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Vérification de la stabilité du radier :**

**Calcul du centre de gravité :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10,1 \text{ [m]}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5,6 \text{ [m]}$$

Avec :

$S_i$ : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**Moment d'inertie du radier :**

$$I_{XX} = 2364,96 \text{ [m}^4\text{]} .$$

$$I_{YY} = 7692,91 \text{ [m}^4\text{]} .$$

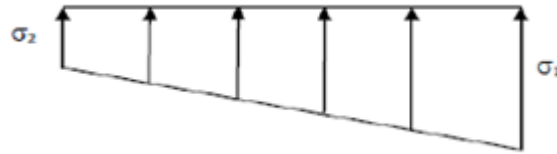
$$M = M_0 + T_0 h$$

**$M_0$**  : Moment sismique à la base de la structure (valeur obtenu a partir du logiciel **ETABS**).

**T<sub>0</sub>**: Effort tranchant à la base de la structure (valeur obtenue à partir du logiciel **ETABS**).

**h**: Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :



**Figure VII-2** : Diagramme des contraintes du sol

Avec :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

- **A l'ELU** :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$
- **A l'ELS** :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$N_u = 42976.5 \text{ [KN]} , N_s = 31302 \text{ [KN]}$

**Sens longitudinal :**

- **ELU :**

$$M = 23641.588 + (1375.3 \times 1) = 25016.888 \text{ [KN.m]}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{42976.5}{257.64} + \frac{25016.88 \times 10,1}{7692.91}$$

$$\sigma_1 = 199.65 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{42976.5}{257.64} - \frac{25016.88 \times 10,1}{7692.91}$$

$$\sigma_2 = 133.96 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(199.65) + 133.96}{4} = 183.22 [\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_m = 183.22 \left[ \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 [\text{KN/m}^2] \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{31302}{257,64} + \frac{25016.88 \times 10,1}{7692.91}$$

$$\sigma_1 = 154.33 [\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{31302}{257,64} - \frac{25016.88 \times 10,1}{7692.91}$$

$$\sigma_2 = 88.65 [\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_m = \frac{3(154.33) + 88.65}{4} = 137.91 [\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_m = 137.91 [\text{KN/m}^2] \leq 200 [\text{KN/m}^2] \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens transversal :**

- **ELU :**

$$M = 24634.055 + (1427.52 \times 1) = 26061.575 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{42976.5}{257,64} + \frac{26061.575 \times 5,6}{2364.96}$$

$$\sigma_1 = 228.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{42976.5}{257,64} - \frac{26061.575 \times 5,6}{2364.96}$$

$$\sigma_2 = 105.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(228.51) + 105.09}{4} = 197.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 197.65 \text{ [KN/m}^2\text{]} \leq 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{31302}{257,64} + \frac{26061.575 \times 5,6}{2364.96}$$

$$\sigma_1 = 181.20 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{31302}{257,64} - \frac{26061.575 \times 5,6}{2364.96}$$

$$\sigma_2 = 59.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(181.20) + 59.78}{4} = 150.845 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 150.845 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** toutes les contraintes sont vérifiées.

**c. Vérification au poinçonnement :(Art A.5.24 BAEL) :**

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times e_h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$ : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

$\mu_c$ : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$h$ : Épaisseur totale de la dalle.

**d. Vérification pour les poteaux :**

$N_u = 1260.65 \text{ KN}$  (Valeur tiré à partir du logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,45 + 0,45 + (2 \times 1)) \times 2 = 5,8 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5,8 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4350 \text{ KN}$$

$N_u = 1260.65 \text{ KN} < 4350 \text{ KN} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**e. Vérification pour les voiles :**

$N_u = 1105,2 [\text{KN}]$  (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,2 + 1 + (2 \times 1)) \times 2 = 6,4 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,4 \times 25000}{1,5} = 4800 \text{ KN}$$

$N_u = 1105,2 \text{ KN} < 4800 \text{ KN} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**VII.2.3.4.Ferraillage du radier :**

Pour le calcul du ferraillage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> cas :** si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

$$M_{0y} = 0$$

**2<sup>eme</sup> cas :** si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la petite portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} (L_x < L_y)$$

### Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

#### a. Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **ELU** :  $q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 197.65 - \frac{6534.18}{257.64} = 172.28 \text{ KN/m}^2$
- **ELS** :  $q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 150.845 - \frac{6534.18}{257.64} = 125.48 \text{ KN/m}^2$

Panneau de dimension :

$$L_x = 4,2 \text{ m}$$

$$L_y = 4,4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{4,2}{4,4} = 0,95$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

#### a. Calcul des armatures à l'ELU :

$$\rho = 0,95 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,888 \end{cases}$$

$$q_u = 172,28 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0410 \times 172,28 \times 4,20^2 = 124,6 \text{ KN.m}$$



$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,888 \times 124,6 = 110,64 \text{ KN.m}$$

- **Sens XX :**

**Moment en travées :**

$$M_{utx} = 0,75 \times 124,6 = 93,45 \text{ KN.m}$$

**Moment aux appuis :**

$$M_{uax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 124,6 = 62,3 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage :**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{93,45}{1 \times 0,37^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,048 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{93,45 \times 10^2}{0,975 \times 37 \times 34,8} = 7,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6HA14 = 9,23 [cm<sup>2</sup>]** avec un espacement **s<sub>t</sub> = 15 [cm]**

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{62,3}{1 \times 0,37^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,035 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{62,3 \times 10^2}{0,983 \times 37 \times 34,8} = 4,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6HA12 = 6,78 [cm<sup>2</sup>]** avec un espacement **s<sub>t</sub> = 15 [cm]**

- **sens YY :**

**Moment en travées :**

$$M_{uty} = 0,75 \times 110,64 = 82,98 \text{ KN.m}$$

**Moment aux appuis :**

$$M_{uay} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 110,64 = 55,32 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage :**• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{82,98}{1 \times 0,37^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,042 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,042 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{82,98 \times 10^2}{0,979 \times 37 \times 34,8} = 6,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6HA14 = 9,23 [cm<sup>2</sup>]** avec un espacement **s<sub>t</sub> = 15 [cm]**

• **aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{uay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{55,32}{1 \times 0,37^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,028 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{55,32 \times 10^2}{0,986 \times 37 \times 34,8} = 4,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **6HA12 = 6,78 [cm<sup>2</sup>]** avec un espacement **s<sub>t</sub> = 15 [cm]**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	Zone	M [KN.m]	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_u$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferraillage	$A_u$ adoptée	s <sub>t</sub> [cm]
$l_x$	Travée	93,45	0,048	SSA	0,975	7,44	6HA14	9,23	15
	Appuis	62,3	0,034	SSA	0,983	4,92	6HA12	6,78	15
$l_y$	Travée	82,98	0,042	SSA	0,979	6,58	6HA14	9,23	15
	Appuis	55,32	0,028	SSA	0,986	4,35	6HA12	6,78	15

**Tableau VII-4 : Ferraillage du radier**

**VII.2.3.5. Vérification à l'ELU:****a. Vérification de la condition de non fragilité :**➤ **Sens  $l_x$  :**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2}$$

Avec :  $\rho_0$  : Pourcentage d'acier minimal réglementaire ( $\rho_0 = 0,0008$  pour les HA FeE400).

$$A_{x\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,95}{2} = 3,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{uax} = 9,23 [\text{cm}^2/\text{ml}] > A_{\min} = 3,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{utx} = 6,78 [\text{cm}^2/\text{ml}] > A_{\min} = 3,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Sens  $l_y$  :

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \rightarrow A_y \geq bh\omega_0$$

$$A_{ymin} = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{uty} = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{uay} = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**b. Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**Armatures parallèles à  $L_x$  :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq \min \{120; 33 \text{ cm}\}$$

$$15[\text{cm}] \leq 33 \text{ cm}$$

**Armatures parallèles à  $L_y$  :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq \min \{160; 45 \text{ cm}\}$$

$$15 [\text{cm}] \leq 45 \text{ cm}$$

**VII.2.3.6. Vérification à l'ELS :**

$$\rho = 0,95 \begin{cases} \mu_x = 0,0483 \\ \mu_y = 0,923 \end{cases}$$

$$q_s = 125,48 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0483 \times 125,48 \times 4,2^2 = 106,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,923 \times 106,20 = 98,66 \text{ KN.m}$$

**a. Moment en travées :**

**Sens X-X :**

$$M_{stx} = 0,75 \times 106,9 = 80,17 \text{ KN.m}$$

**Sens Y-Y :**

$$M_{sty} = 0,75 \times 98,66 = 73,99 \text{ KN.m}$$

**b. Moment aux appuis :****Sens X-X :**

$$M_{sax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 106,9 = 53,45 \text{ KN.m}$$

**Sens Y-Y :**

$$M_{say} = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 98,66 = 49,33 \text{ KN.m}$$

**c. vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \end{cases}$$

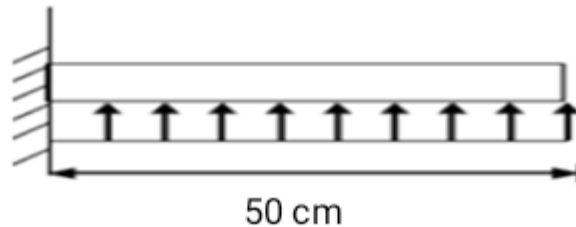
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	zone	$M_s$ [KN.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$ [MPa]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	obs
$l_x$	Appuis	53,45	6,78	0,180	0,931	57,46	228,85	3,98	15	CV
	Travée	80,17	9,23	0,245	0,921	48,29	254,88	5,27		CV
$l_y$	Appuis	49,33	6,78	0,180	0,931	57,46	211,21	3,67		CV
	Travée	73,99	9,23	0,245	0,921	48,29	235,23	4,87		CV

**Tableau VII-5 :** vérification des contraintes dans le béton

**VII.2.3.7. Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une barde de 1 mètre de longueur.



**Figure VII-3 : Schéma statique du débord**

**a. Sollicitation du calcul :**

- A L'ELU :  $q_u = 172,28 \text{ KN/m}^2$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{172,28 \times 0,5^2}{2} = 21,53 \text{ KN.m}$$

- A L'ELS :  $q_s = 125,48 \text{ KN/m}^2$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{125,48 \times 0,5^2}{2} = 15,68 \text{ KN.m}$$

**b. Calcul des armatures :**

$b = 1 \text{ m}$  ;  $d = 37 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21,53}{1 \times 0,37^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,011 \rightarrow \beta = 0,942$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21,53 \times 10^2}{0,942 \times 37 \times 34,8} = 1,77 \text{ cm}^2/\text{m}]$$

On adopte :  $\frac{5HA12}{ml} = 5,65 \frac{cm^2}{ml}$  avec un espacement  $s_t = 20 \text{ cm}$

**c. Vérification à l'ELU :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,46 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \rightarrow \frac{2HA12}{ml} = 2,26 \text{ cm}^2/ml$$

**d. Vérification à l'ELS :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 37} = 0,152 \rightarrow \beta_1 = 0,936 \rightarrow K_1 = 63,12$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15,68 \times 10^6}{0,936 \times 370 \times 565} = 80,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = 1,26 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

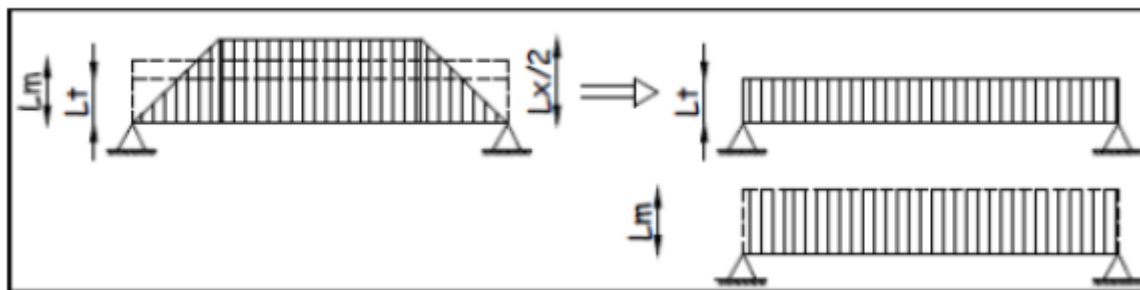
**VII.2.3.8.Calcul des nervures :**

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le rapport  $\rho$  est compris entre 0,4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires..

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.



**Figure VII-4 : Présentation des charges simplifiées**

Deux types de chargement peuvent se présenter :

➤ **Chargement triangulaires :**

Moment fléchissant :  $L_m = 0,333 \times L_x$ .

Effort tranchant :  $L_t = 0,25 \times L_x$ .

➤ **Chargement trapézoïdale :**

Moment fléchissant :  $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

Effort tranchant :  $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right)$

• **Pour les moments fléchissant :**

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$$

• **Pour les efforts tranchants :**

$$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t$$

$$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t$$

**1. Détermination des charges :****• A L'ELU :**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nervure}}}{S_{\text{nervure}}} \right) = \left( 197,65 - \frac{6534,18}{257,64} - \frac{1110}{74} \right) = 157,289 \text{ KN/m}^2$$

**• A L'ELS :**

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nervure}}}{S_{\text{nervure}}} \right) = \left( 150,845 - \frac{6534,18}{257,64} - \frac{1110}{74} \right) = 110,484 \text{ KN/m}^2$$





										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\rho_x$	Chargement	$L_m$ (m)	$L_t$ (m)	$q_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	$Q_{MU}$ (KN/m)	$\sum Q_{MU}$ (KN/m)	$Q_{MS}$ (KN/m)	$\sum Q_{MS}$ (KN/m)	$Q_{Tu}$ (KN/m)	$\sum Q_{Tu}$ (KN/m)	$Q_{Ts}$ (KN/m)	$\sum Q_{Ts}$ (KN/m)
AB	1	4,20	4,40	0,95	Trapézoïdale	1,46	1,15	157,289	110,484	229,99	459,97	161,55	323,10	180,88	361,76	127,05	254,1
	2	4,20	4,40	0,95	Trapézoïdale	1,46	1,15	157,289	110,484	229,99		161,55		180,88		127,05	
BC	1	4,20	4,40	0,95	Trapézoïdale	1,46	1,15	157,289	110,484	229,99	459,97	161,55	323,10	180,88	361,76	127,05	254,1
	2	4,20	4,40	0,95	Trapézoïdale	1,46	1,15	157,289	110,484	229,99		161,55		180,88		127,05	
CD	1	3,40	4,40	0,77	Trapézoïdale	1,36	1,19	157,289	110,484	214,17	428,34	150,44	300,88	187,17	374,34	131,47	262,94
	2	3,40	4,40	0,77	Trapézoïdale	1,36	1,19	157,289	110,484	214,17		150,44		187,17		131,47	
DE	1	4,20	4,40	0,95	Trapézoïdale	1,46	1,15	157,289	110,484	229,99	459,97	161,55	323,10	180,88	361,76	127,05	254,1
	2	4,20	4,40	0,95	Trapézoïdale	1,46	1,15	157,289	110,484	229,99		161,55		180,88		127,05	
EF	1	4,20	4,40	0,95	Trapézoïdale	1,46	1,15	157,289	110,484	229,99	459,97	161,55	323,10	180,88	361,76	127,05	254,1
	2	4,20	4,40	0,95	Trapézoïdale	1,46	1,15	157,289	110,484	229,99		161,55		180,88		127,05	

Tableau VII-6: Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens X-X

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\rho_x$	Chargement	$L_m$ (m)	$L_t$ (m)	$q_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	$P_m$ (KN/m)	$\sum P_m$ (KN/m)	$P_{ms}$ (KN/m)	$\sum P_{ms}$ (KN/m)	$P_t$ (KN/m)	$\sum P_t$ (KN/m)	$P_{ts}$ (KN/m)	$\sum P_{ts}$ (KN/m)
AB	1	4,20	2,40	0,57	Trapézoïdale	1,87	1,76	157,289	110,484	294,36	588,71	206,76	413,53	276,38	552,76	194,14	388,27
	2	4,20	2,40	0,57	Trapézoïdale	1,87	1,76	157,289	110,484	294,36		206,76		276,38		194,14	
BC	1	4,20	4,40	0,95	Trapézoïdale	1,46	1,14	157,289	110,484	229,99	459,97	161,55	359,65	179,83	359,65	126,31	252,63
	2	4,20	4,40	0,95	Trapézoïdale	1,46	1,14	157,289	110,484	229,99		161,55		179,83		126,31	
CD	1	4,20	4,40	0,95	Trapézoïdale	1,46	1,14	157,289	110,484	229,99	459,97	161,55	359,65	179,83	359,65	126,31	252,63
	2	4,20	4,40	0,95	Trapézoïdale	1,46	1,14	157,289	110,484	229,99		161,55		179,83		126,31	

**Tableau VII-7:** Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens Y-Y

## 2. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

### ➤ Sens longitudinal :

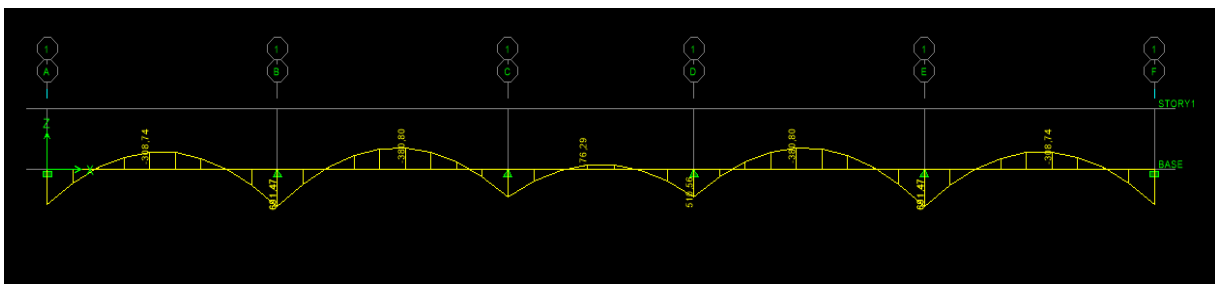
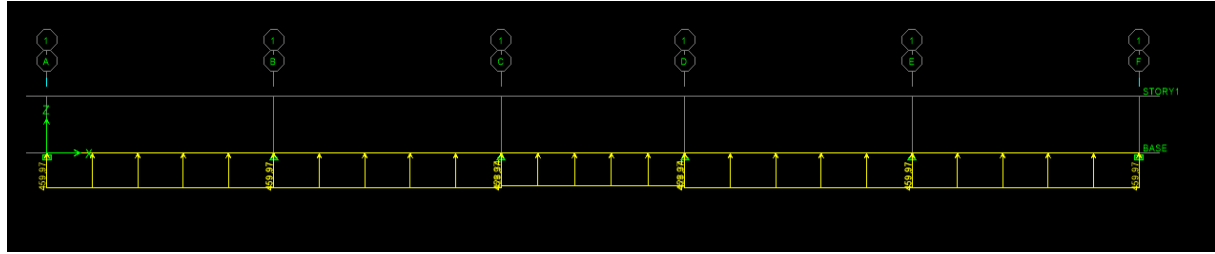


Figure VII-5 : Chargements et diagrammes des moments à L'ELU

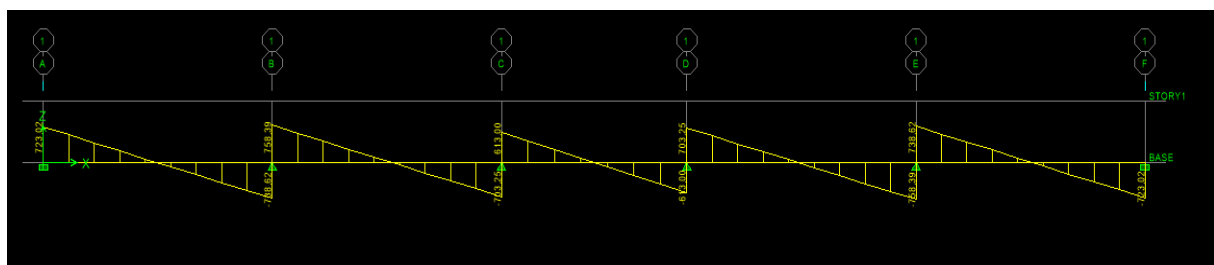
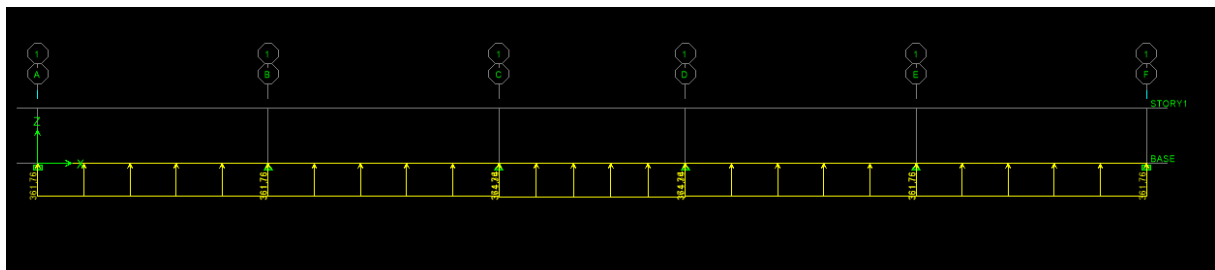
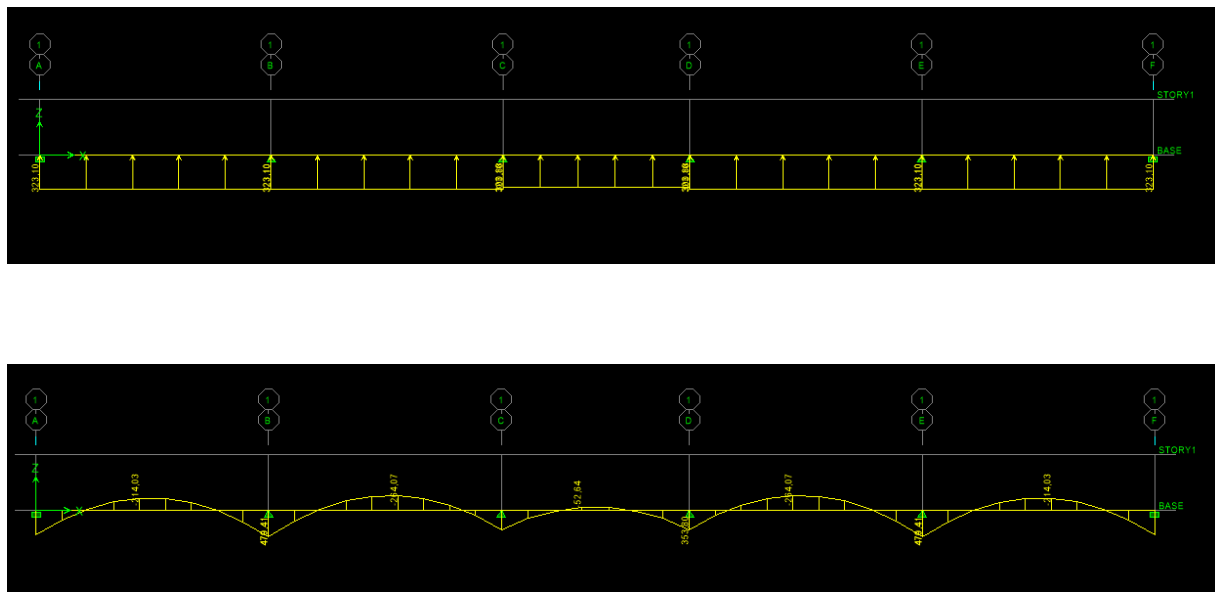
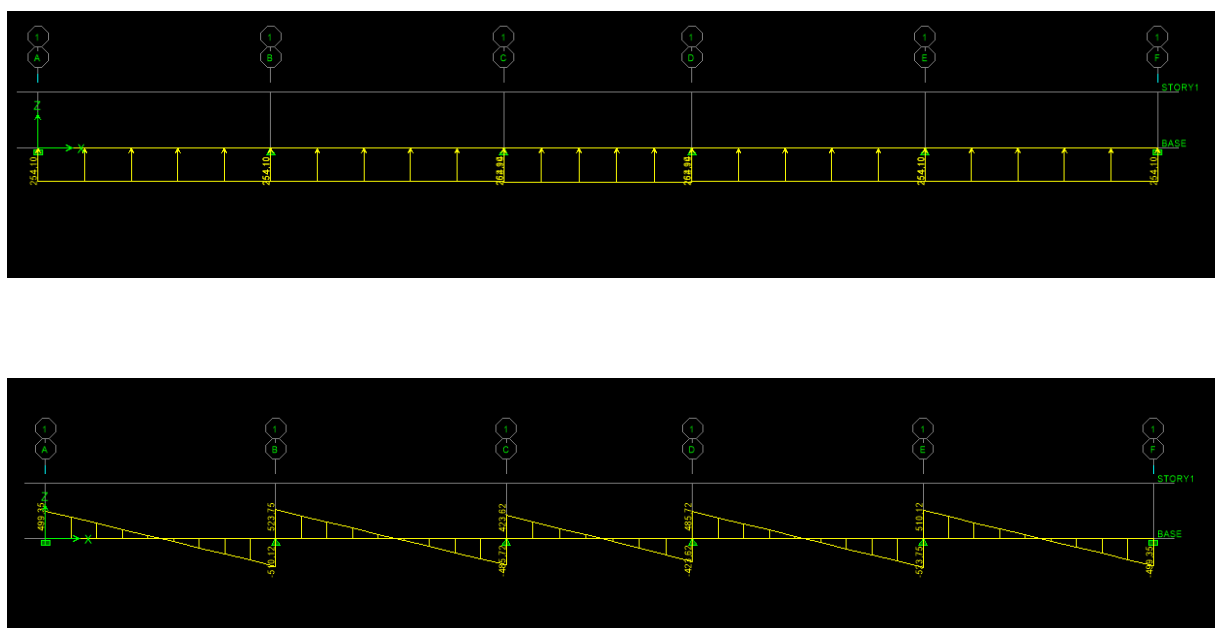


Figure VII-6 : Chargements et diagrammes des efforts tranchant à L'ELU



**Figure VII-7 :** Chargements et diagrammes des moments à L'ELS



**Figure VII-8:** Chargements et diagrammes des efforts tranchant à L'ELS

## ➤ Sens transversal :

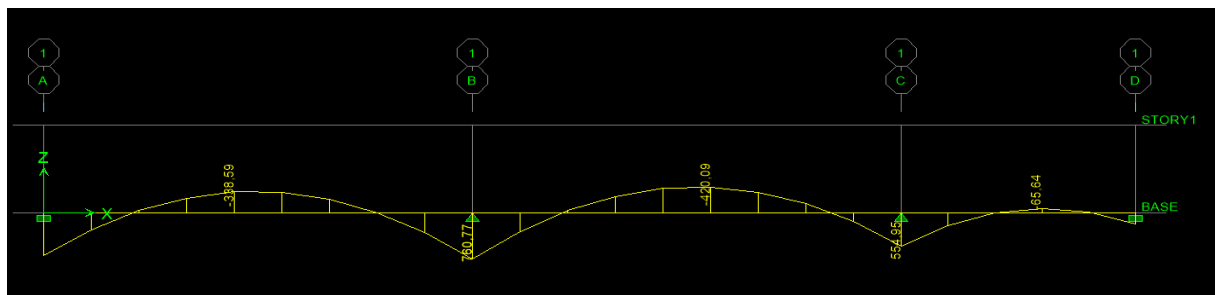


Figure VII-9 Chargements et diagrammes des moments à L'ELU

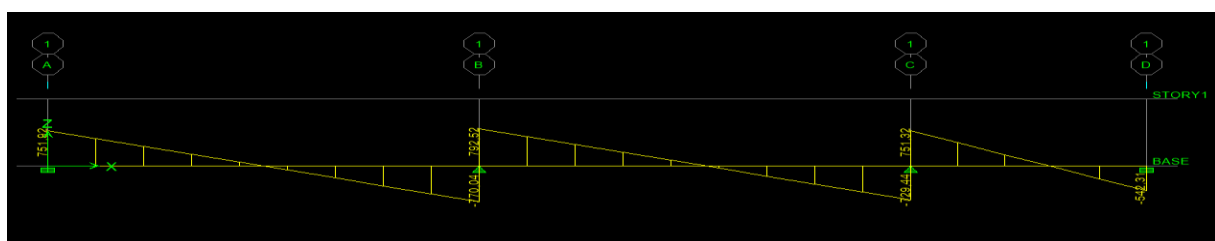
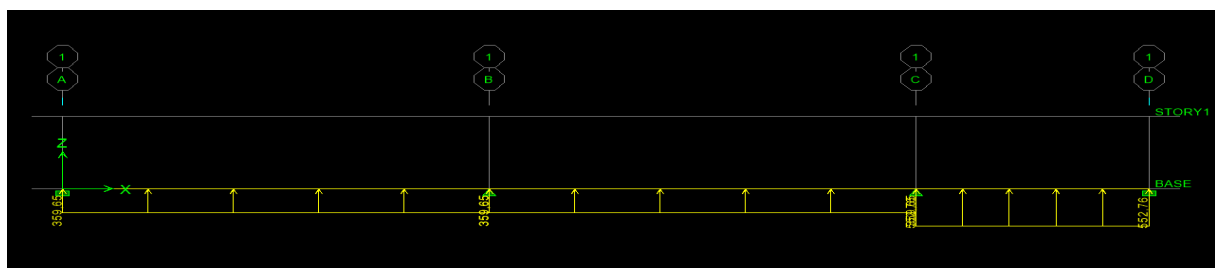
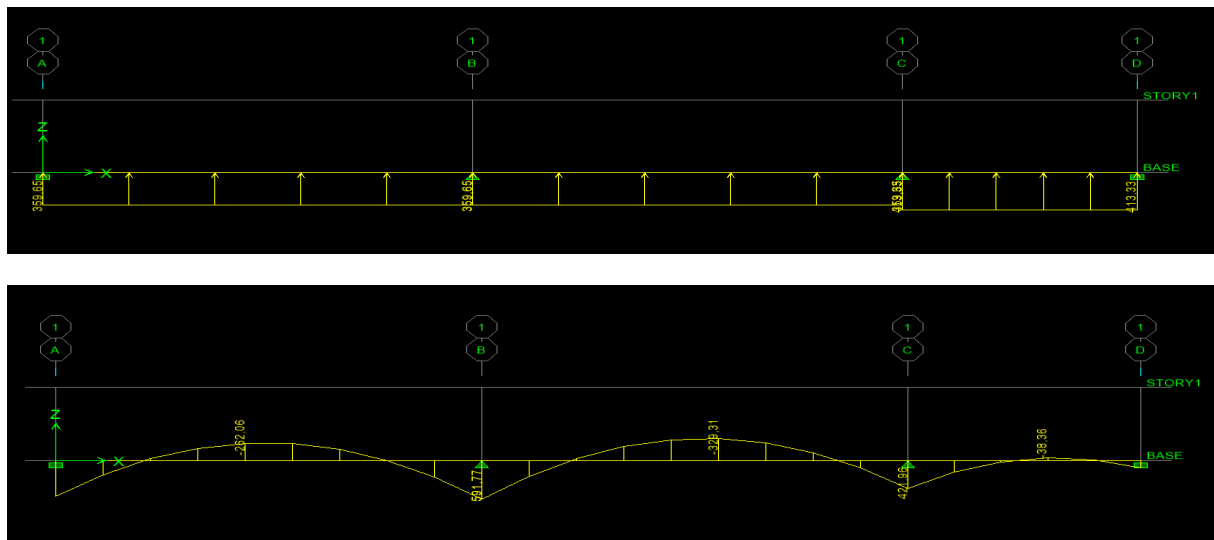
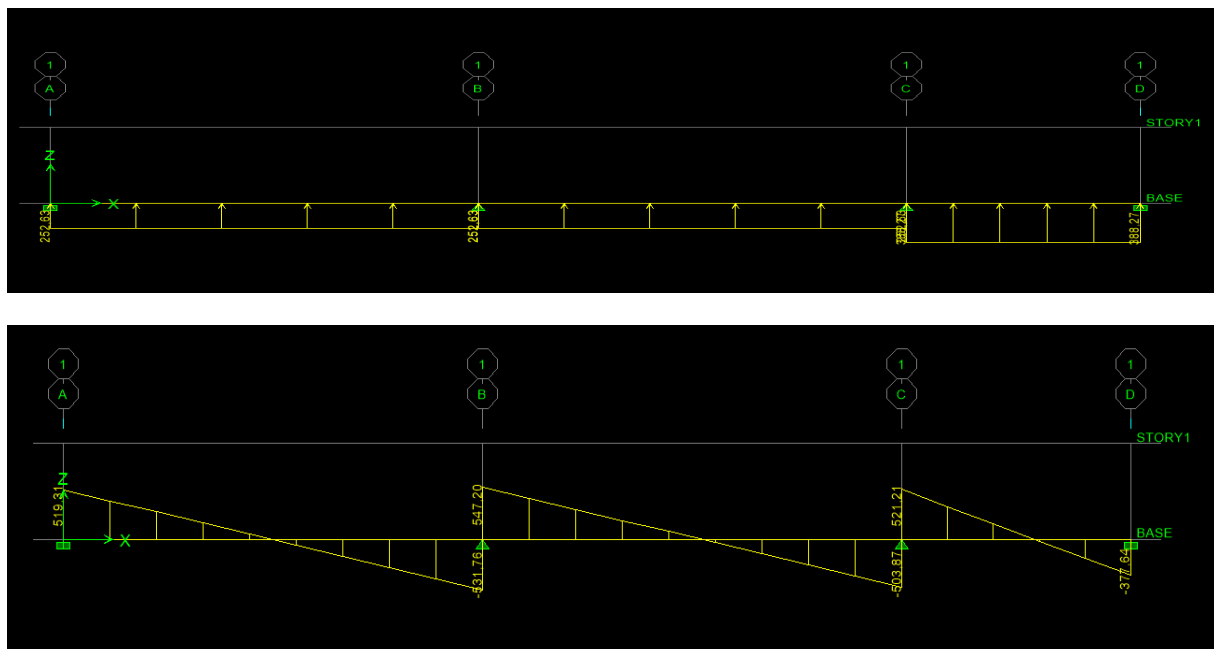


Figure VII-10 : Chargements et diagrammes des efforts tranchants à L'ELU



**Figure VII-11** Chargements et diagrammes des moments à L'ELS



**Figure VII-12 :** Chargements et diagrammes des efforts tranchants à L'ELS

**3. Sollicitation maximale :****➤ Sens longitudinal :**

$$M_{t_{\max}} = -380,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{\max}} = 691,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts_{\max}} = -264,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{as_{\max}} = 479,41 \text{ KN.m}$$

$$T_{u_{\max}} = -758,39 \text{ KN}$$

**➤ Sens transversal :**

$$M_{t_{\max}} = -420,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{\max}} = 760,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts_{\max}} = -329,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{as_{\max}} = 591,77 \text{ KN.m}$$

$$T_{u_{\max}} = 792,52 \text{ KN}$$

**4. Le ferrailage :**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 55 \text{ cm}$ ,  $h = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 95 \text{ cm}$ ,  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

**5. Exemple de calcul :**

$$M_{t_{\max}} = -420,09 \text{ [KN.m]} \quad ; \quad M_{a_{\max}} = 760,77 \text{ [KN.m]}$$

**➤ Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{760,77 \times 10^6}{550 \times 950^2 \times 14,2} = 0,108 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,108 \rightarrow \beta = 0,943$$



$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{760,77 \times 10^6}{0,943 \times 950 \times 348 \times 100} = 24,40 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA20=25,76 [cm<sup>2</sup>]**

		M [KN.m]	$\mu$	$\beta$	$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	choix	Espacement [cm]	$A_{adop}$ [cm <sup>2</sup> ]
Sens longitudinal	Appuis	691,47	0,098	0,948	22,06	4HA20 (filantes) + 4HA20 (chapeaux)	St=15cm	25,13
	Travée	380,80	0,054	0,972	11,85	4HA20	St=15cm	12,56
Sens transversal	Appuis	760,77	0,108	0,943	24,40	4HA20 (filantes) + 4HA20 (chapeaux)	St=15cm	25,13
	Travée	420,09	0,060	0,969	13,11	4HA20 (filantes) + 2HA16 (chapeaux)	St=15cm	16,58

**Tableau VII-8 : Ferrailage des nervures à L'ELU**

#### 6. Vérification à l'ELU :

##### a. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 550 \times 950 \times 2,1}{400 \times 100} = 6,30 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{adopté} = 25,13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{adopté} = 12,56 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{adopté} = 25,1 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{adopté} = 16,58 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### b. Contrainte de cisaillement :

$$T_{u\max} = 758,39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{758,39 \times 10^3}{550 \times 950} = 1,45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c. Armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 8 \text{ mm}$

On prend un 2cadre de  $\phi = 8 \text{ mm} = 4\text{HA}8$

- En zone nodale:**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

**d. Armatures transversales minimales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,475 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 2,475 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

**7. Vérification à l'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

		$M_s^{\max}$	h	$A_{\text{adopté}}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\overline{\sigma_{bc}}$ [Mpa]	OBS
Sens X-X	Appui	479,41	1	25,13	0,483	0,895	32,62	224,46	6,88	15	vérifiée
	Travée	264,07	1	12,56	0,245	0,921	48,29	240,29	4,97	15	vérifiée
Sens Y-Y	Appui	591,77	1	25,13	0,483	0,895	32,62	277,06	8,49	15	vérifiée
	Travée	329,31	1	16,58	0,283	0,916	44,52	255,35	5,73	15	vérifiée

**Tableau VII-9 : Vérification à l'ELS**

**Conclusion :**

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

**8. Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à  $3[\text{cm}^2]$  par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de  $100[\text{cm}]$ , la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml} = 3\text{cm}^2 \text{ Par paroi}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{2HA14 = 3,08\text{cm}^2}$$

# Conclusion générale

Ce projet de fin d'études qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

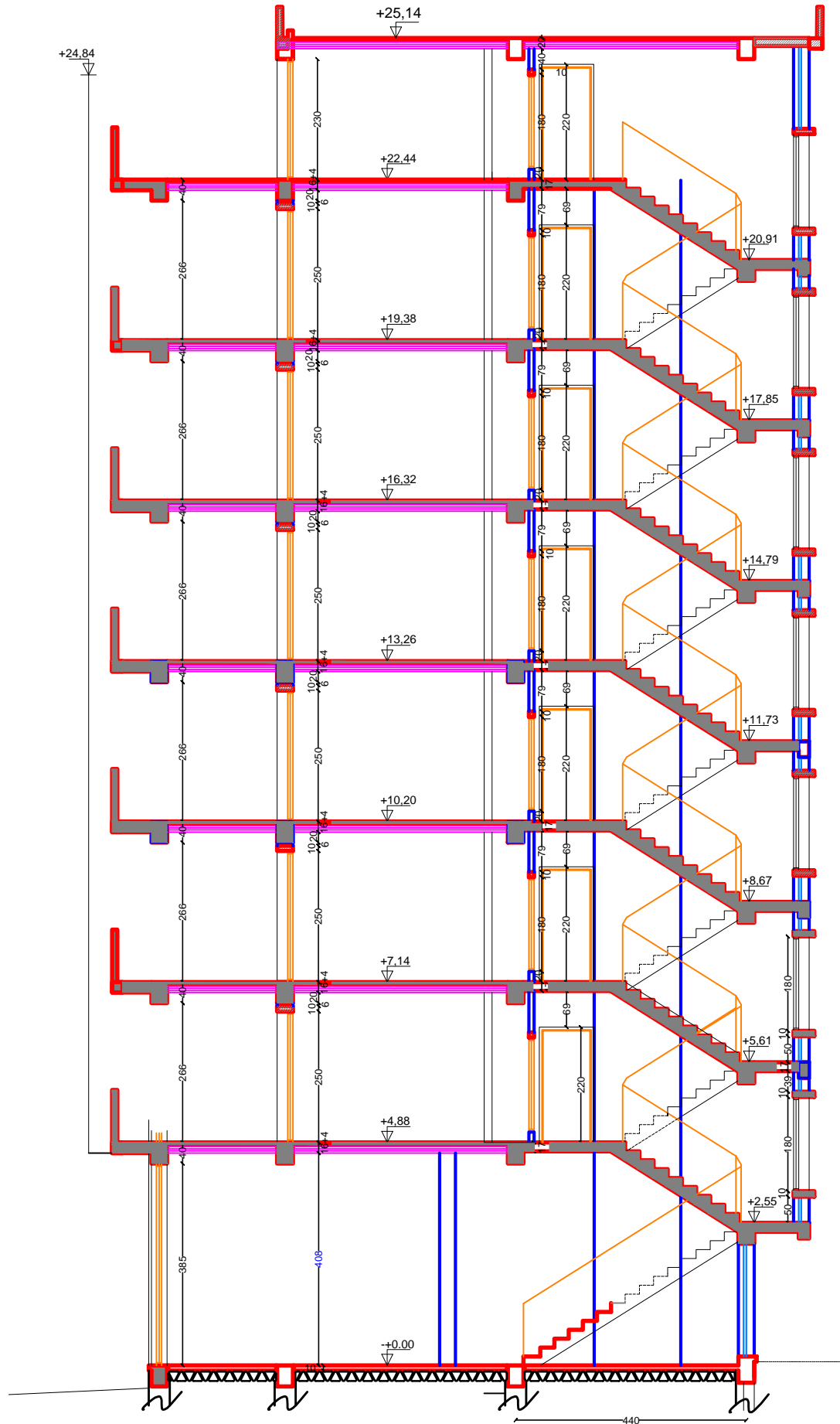
Les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux en particulier dans le domaine de l'Informatique (logiciel de calcul), comme exemple nous citerons ETABS 9.7 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

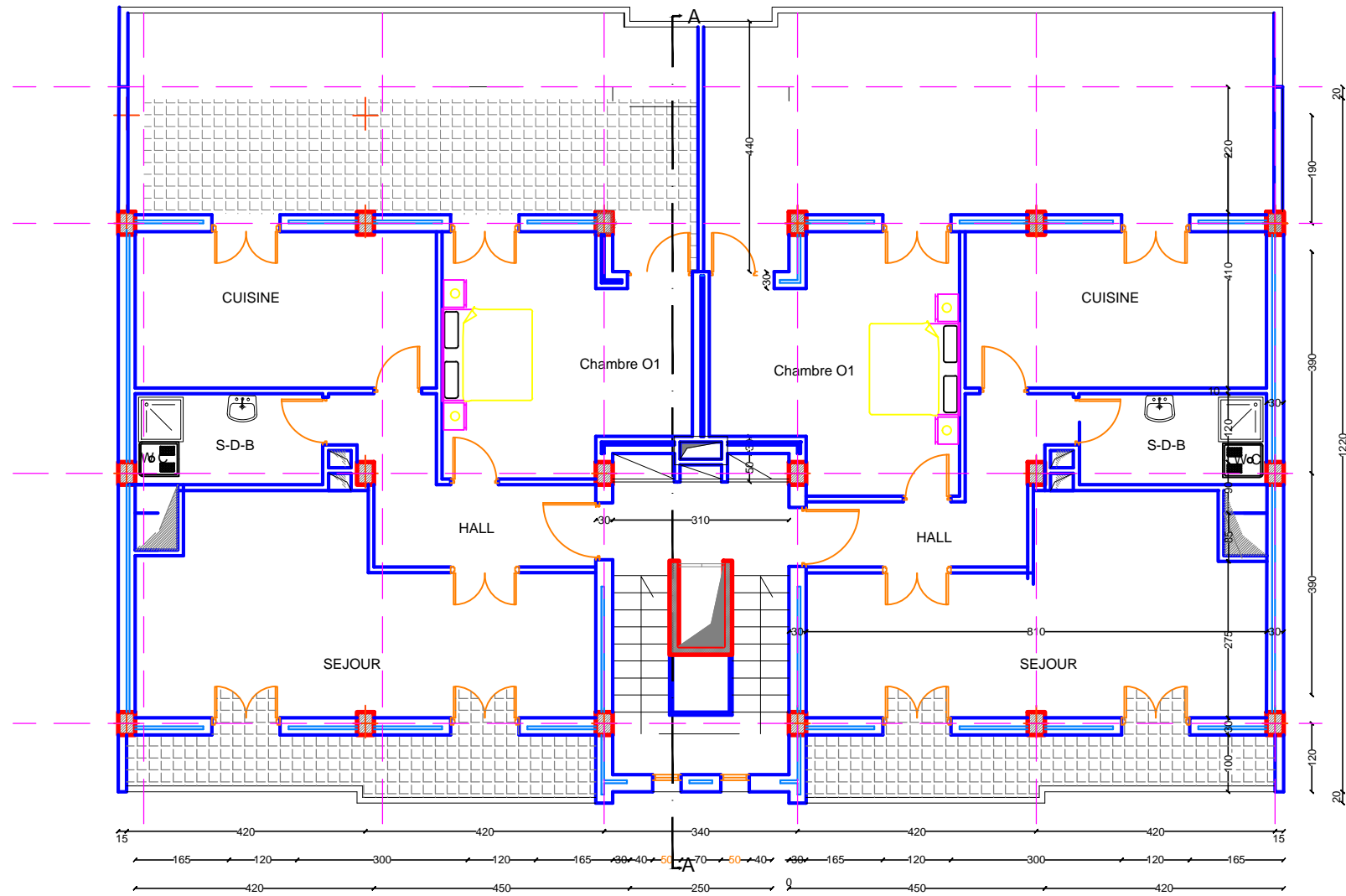
Nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations de RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Concernant la disposition des voiles nous nous sommes aperçus que celle-ci est un facteur plus important que leur quantité et a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

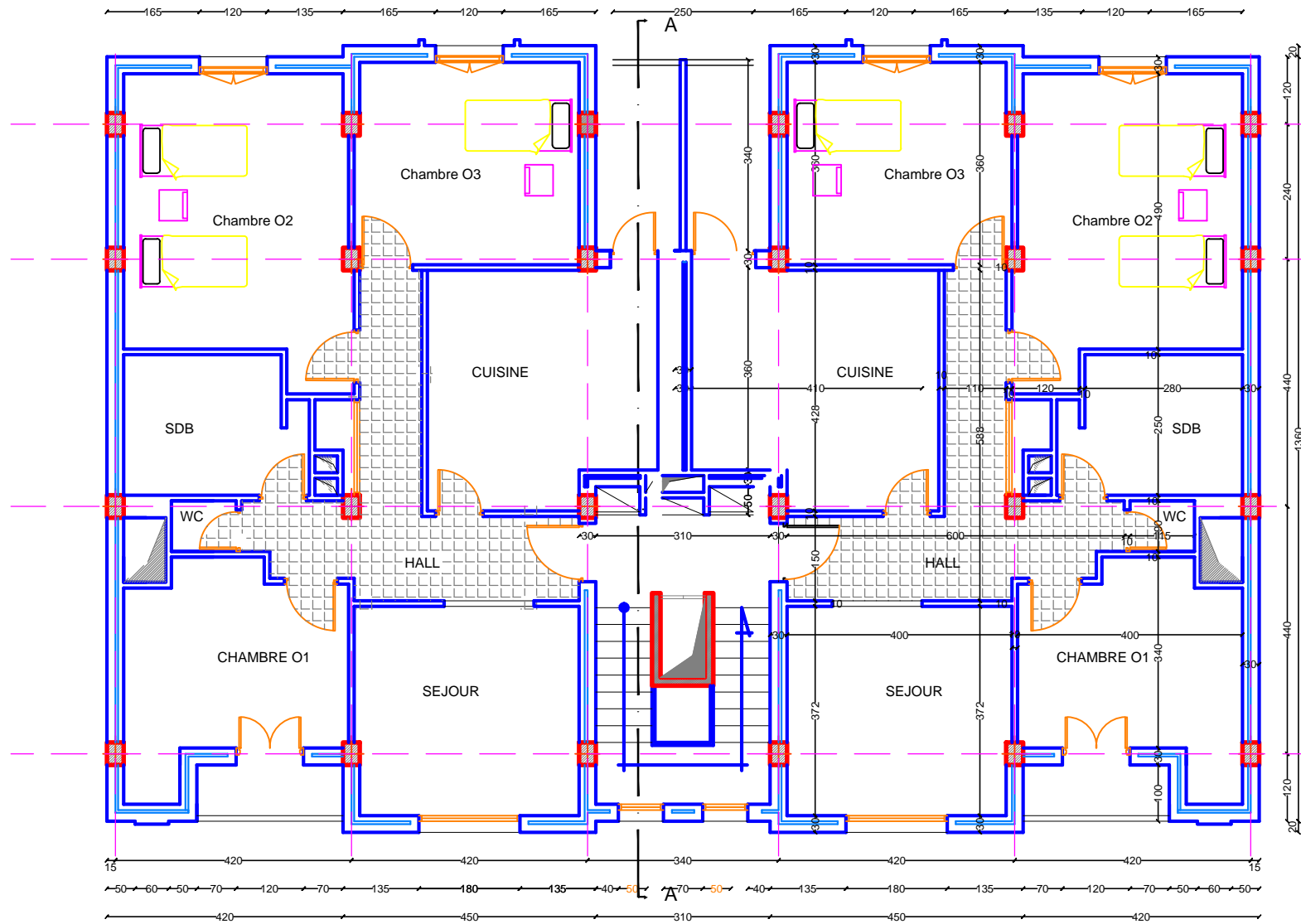
Nous espérons que ce travail soit un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.



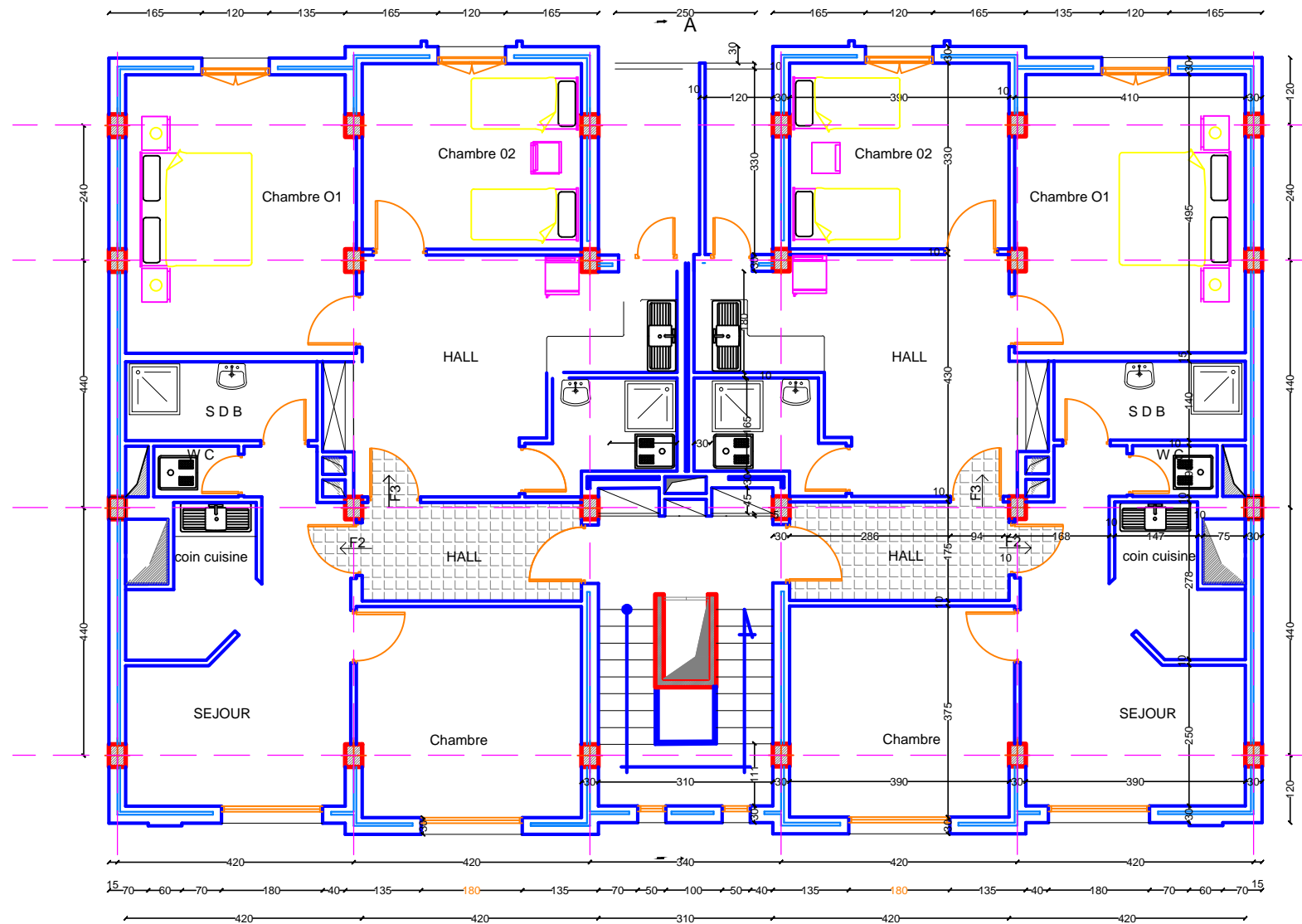
## PLAN DE L' ATTIQUE



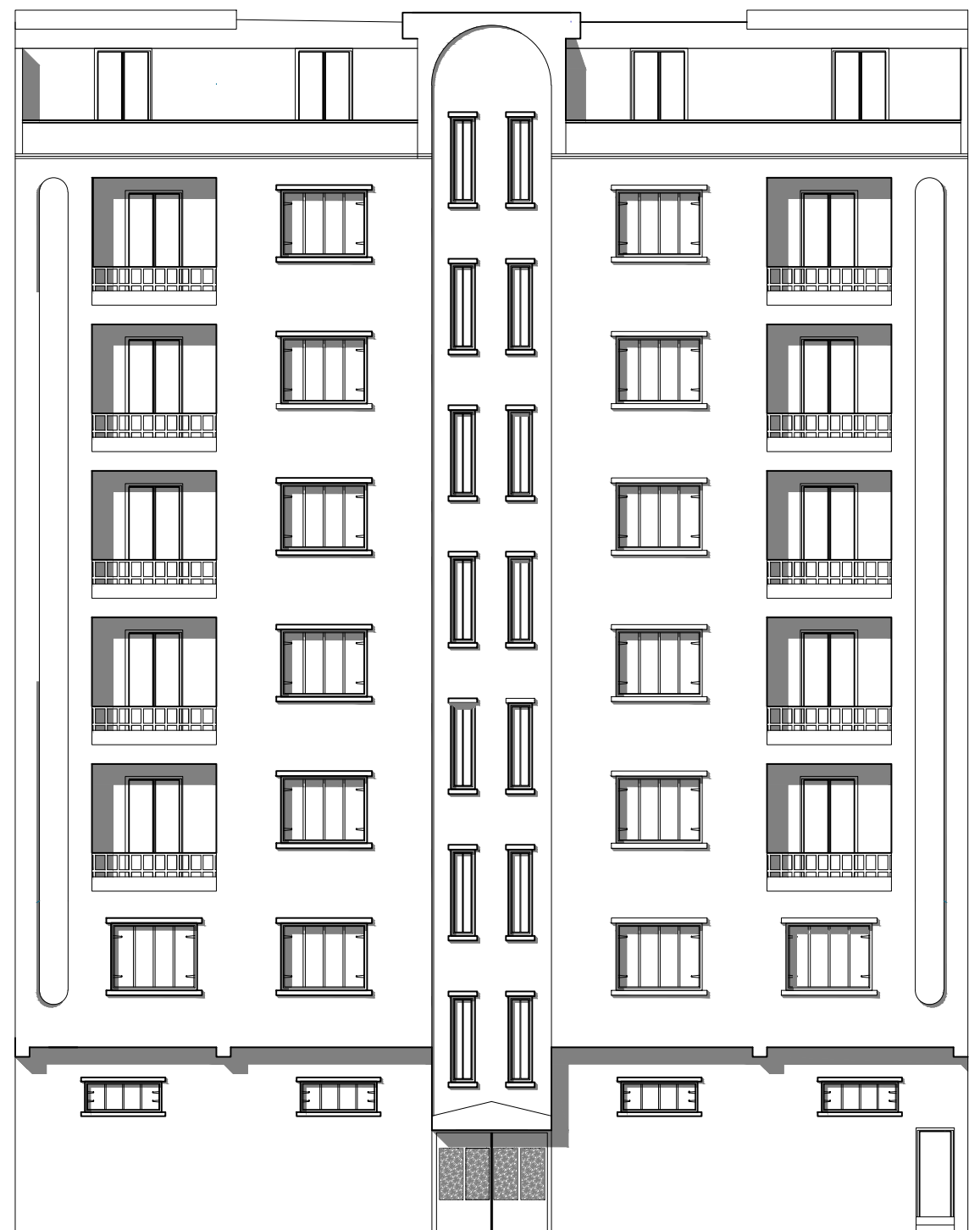
# **PLAN ETAGE COURANT**



# **PLAN 1er ETAGE**





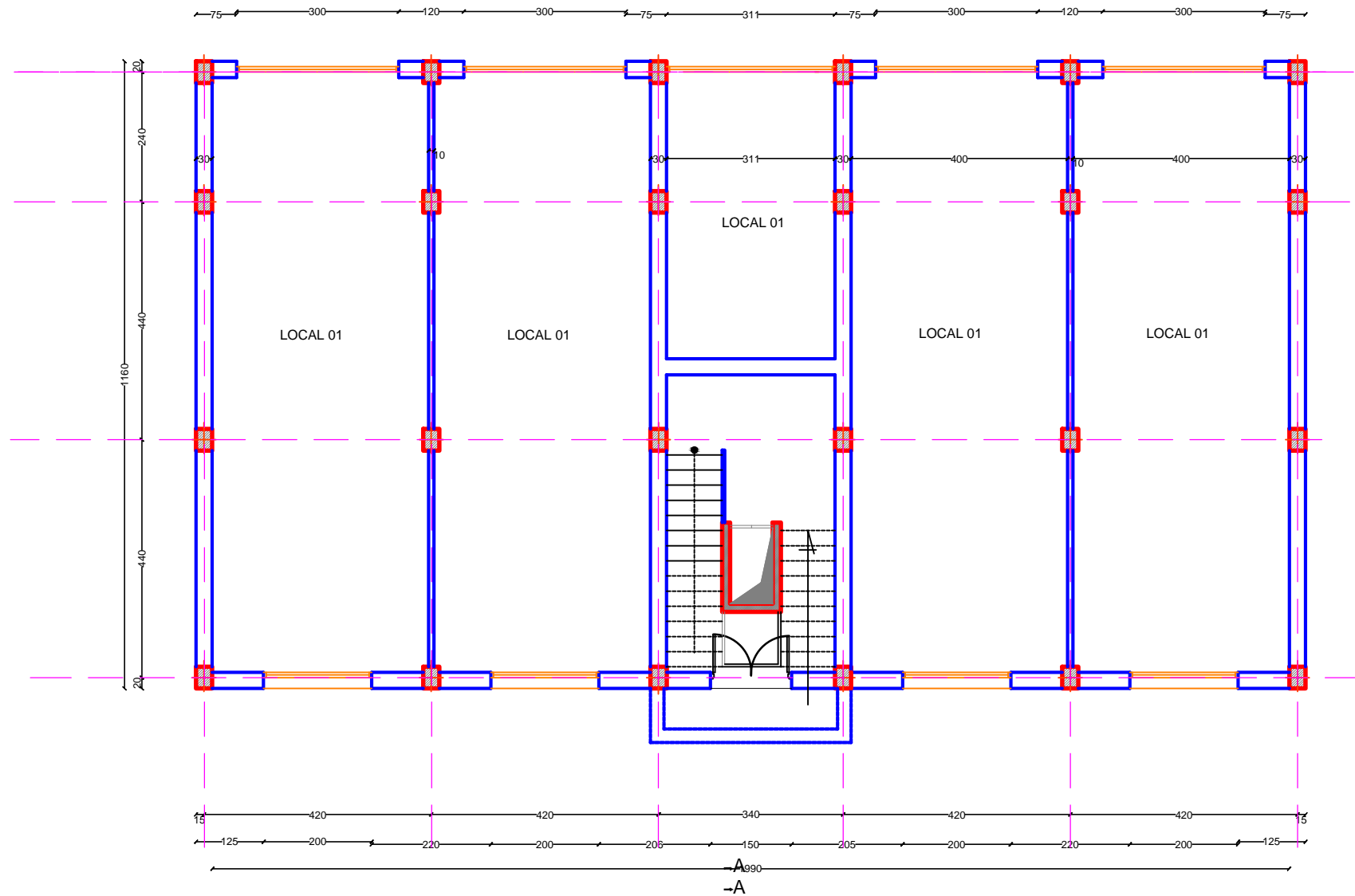


**FAÇADE PRINCIPALE**

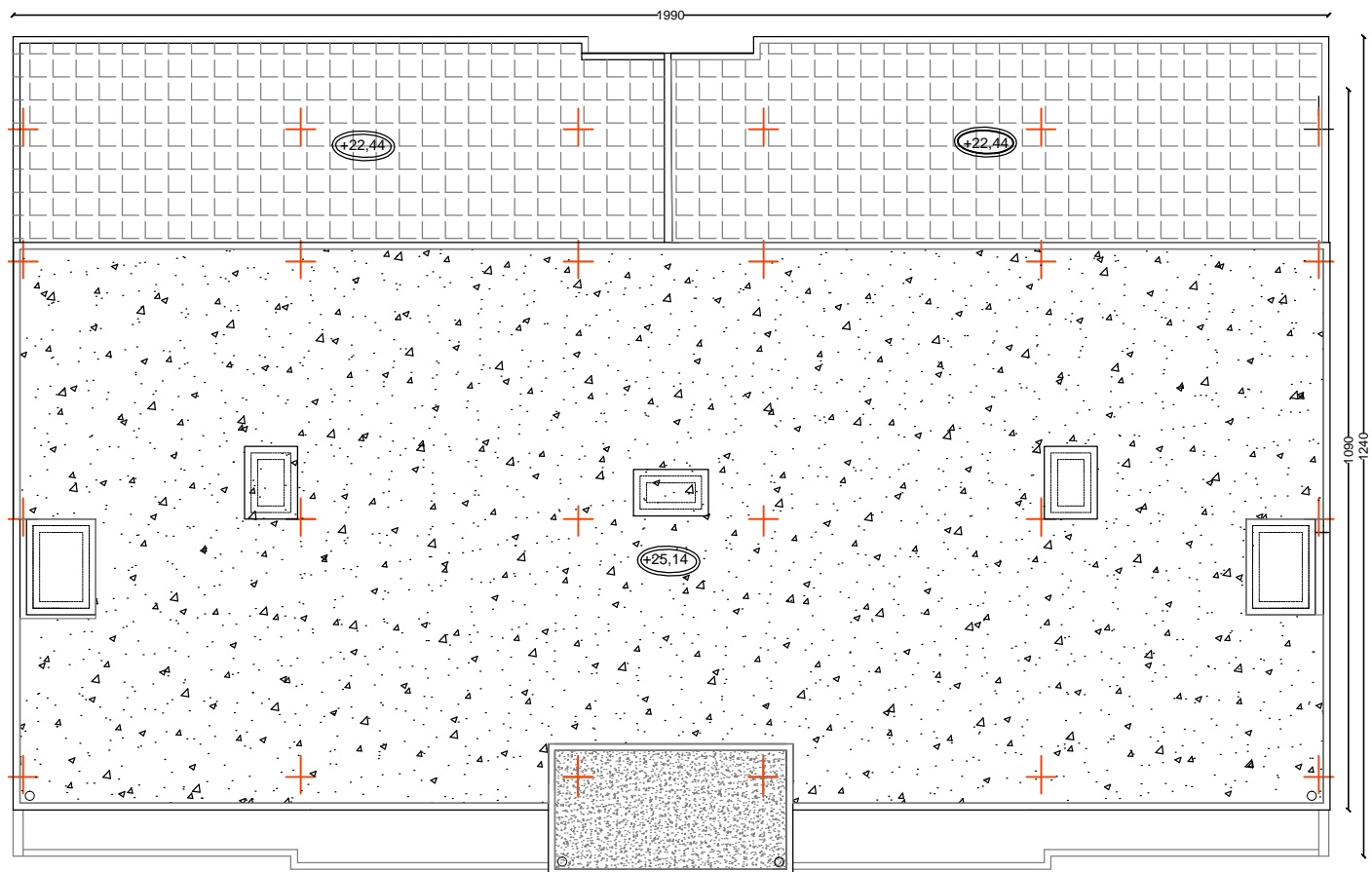


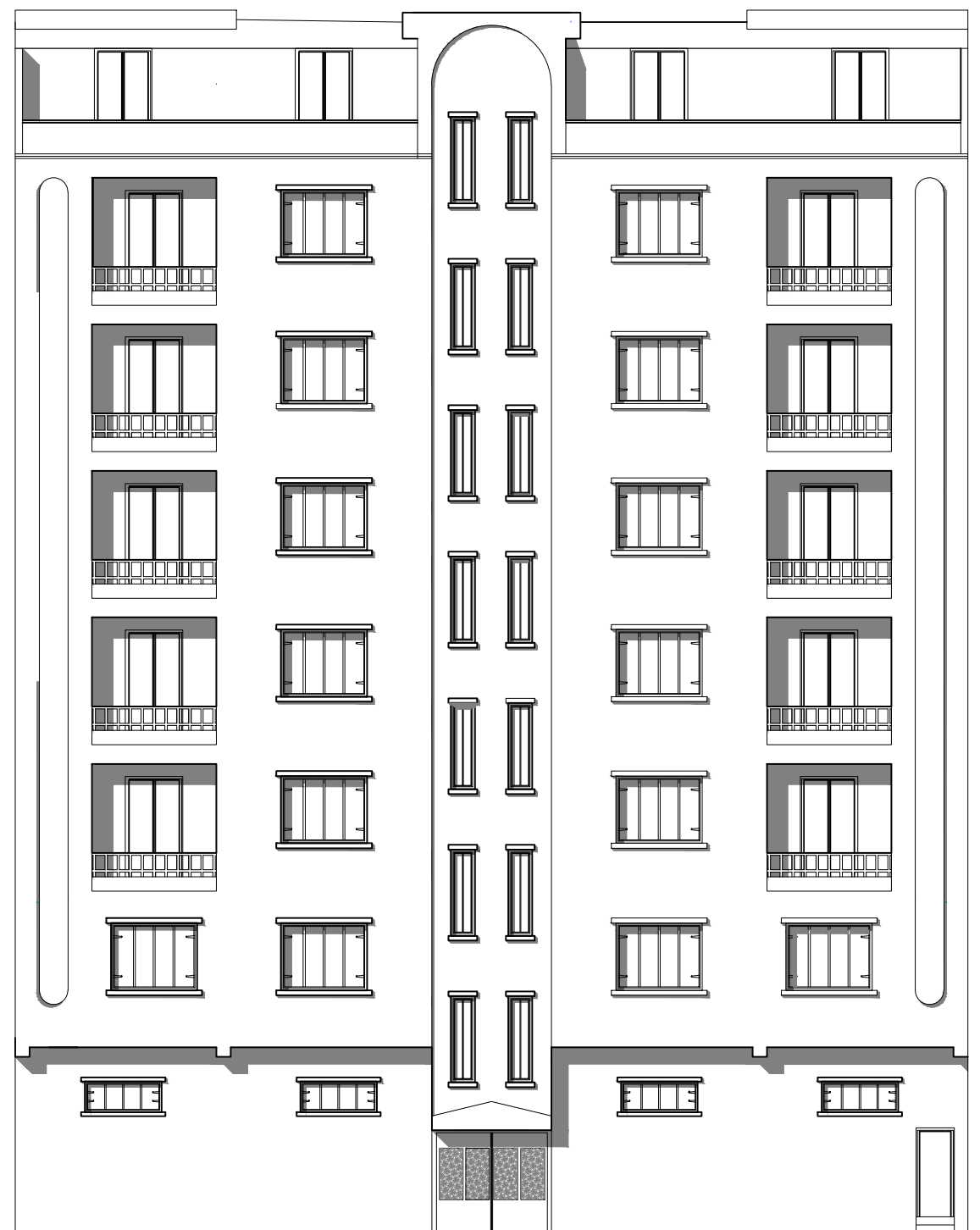
**FAÇADE POSTERIEURE**

# PLAN DU R-D-C



-A

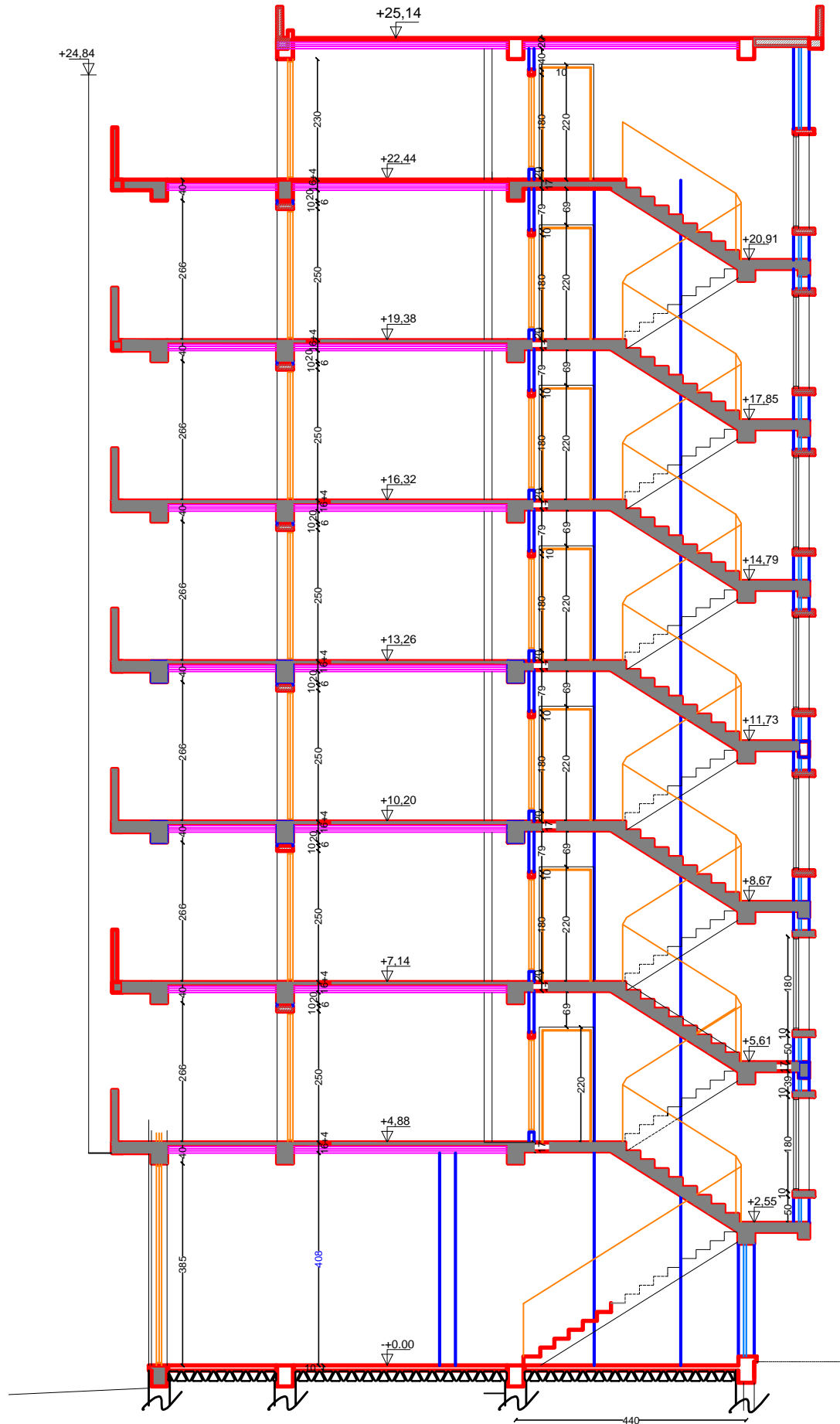




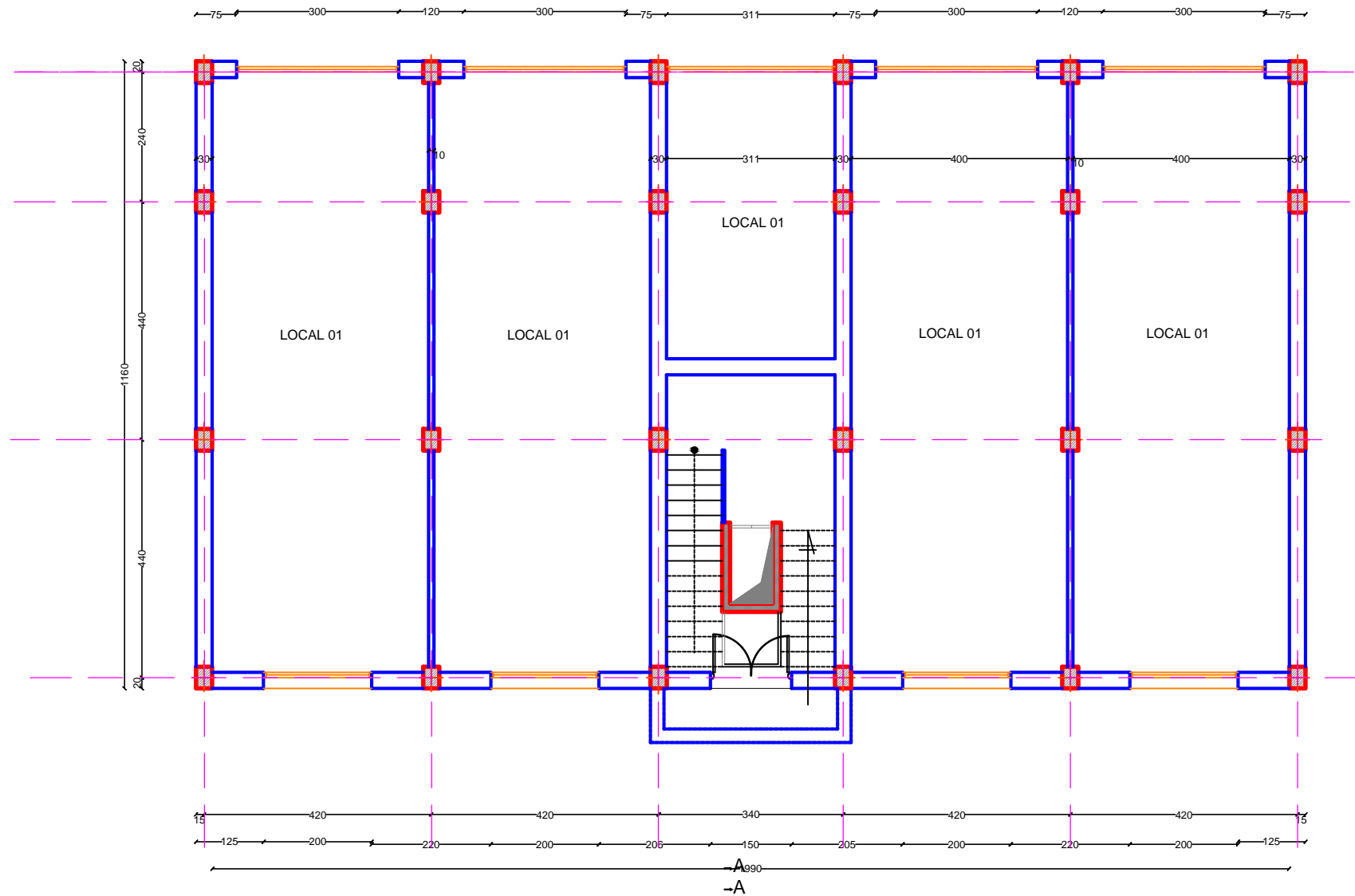
**FAÇADE PRINCIPALE**



**FAÇADE POSTERIEURE**

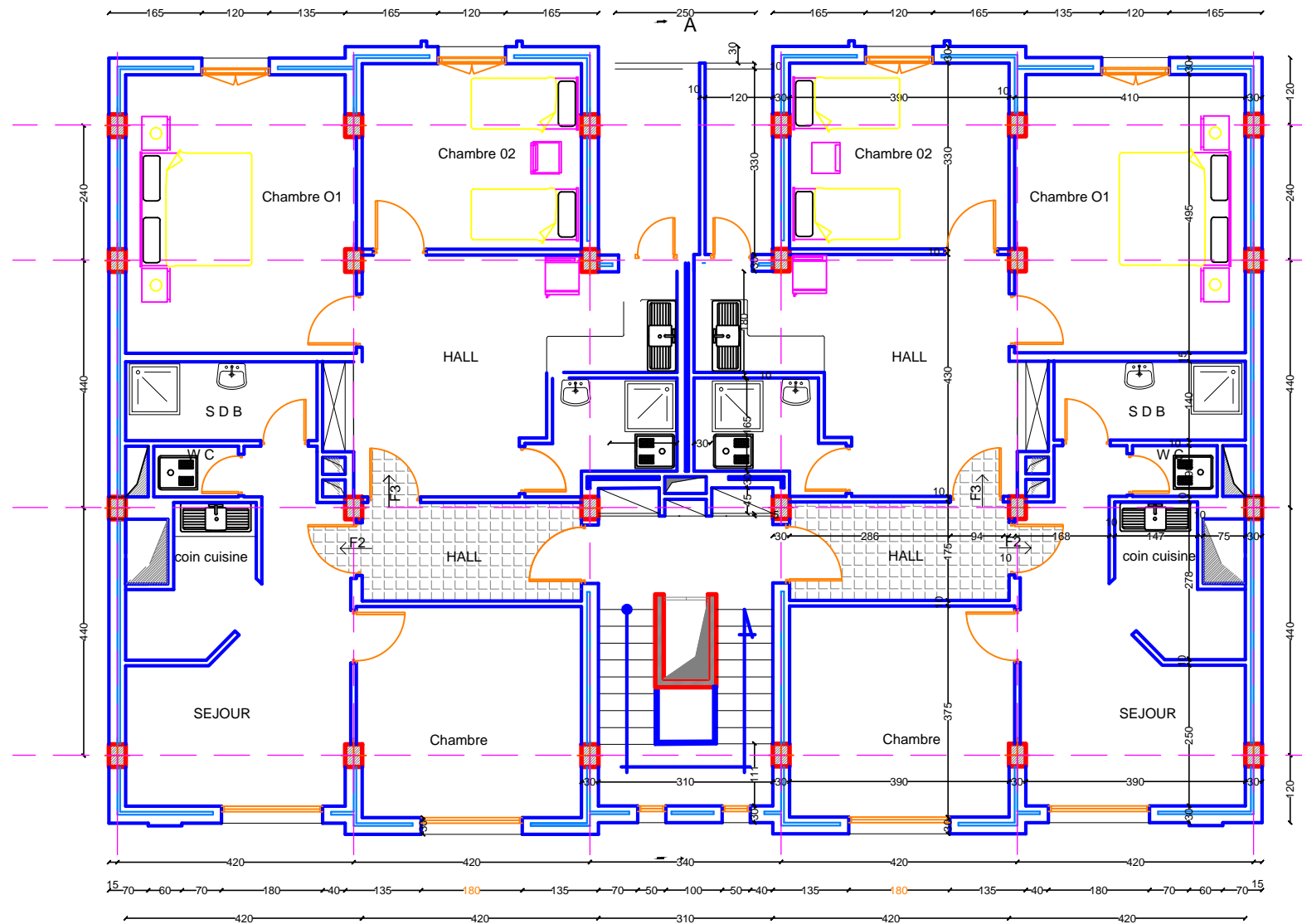


# PLAN DU R-D-C

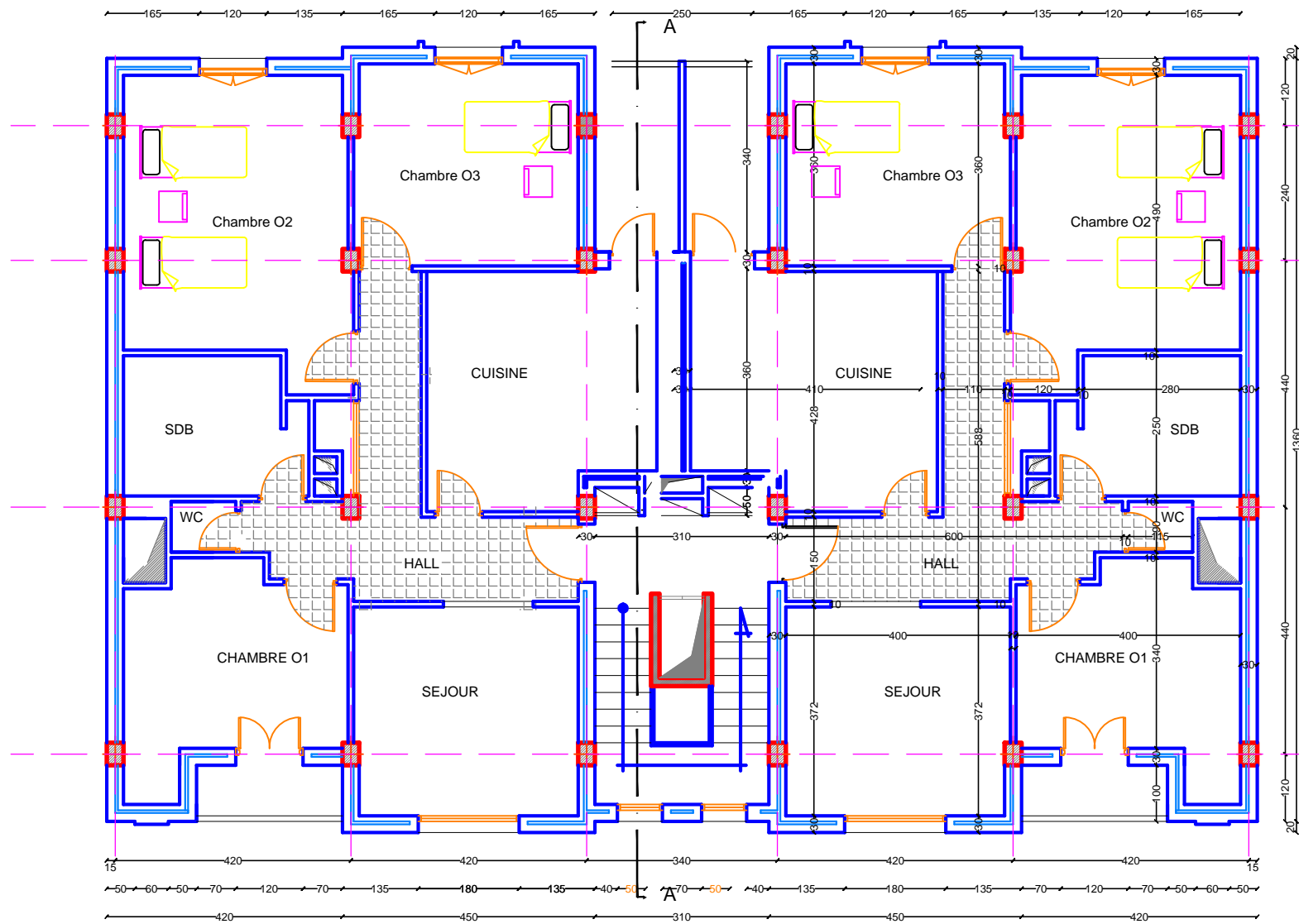




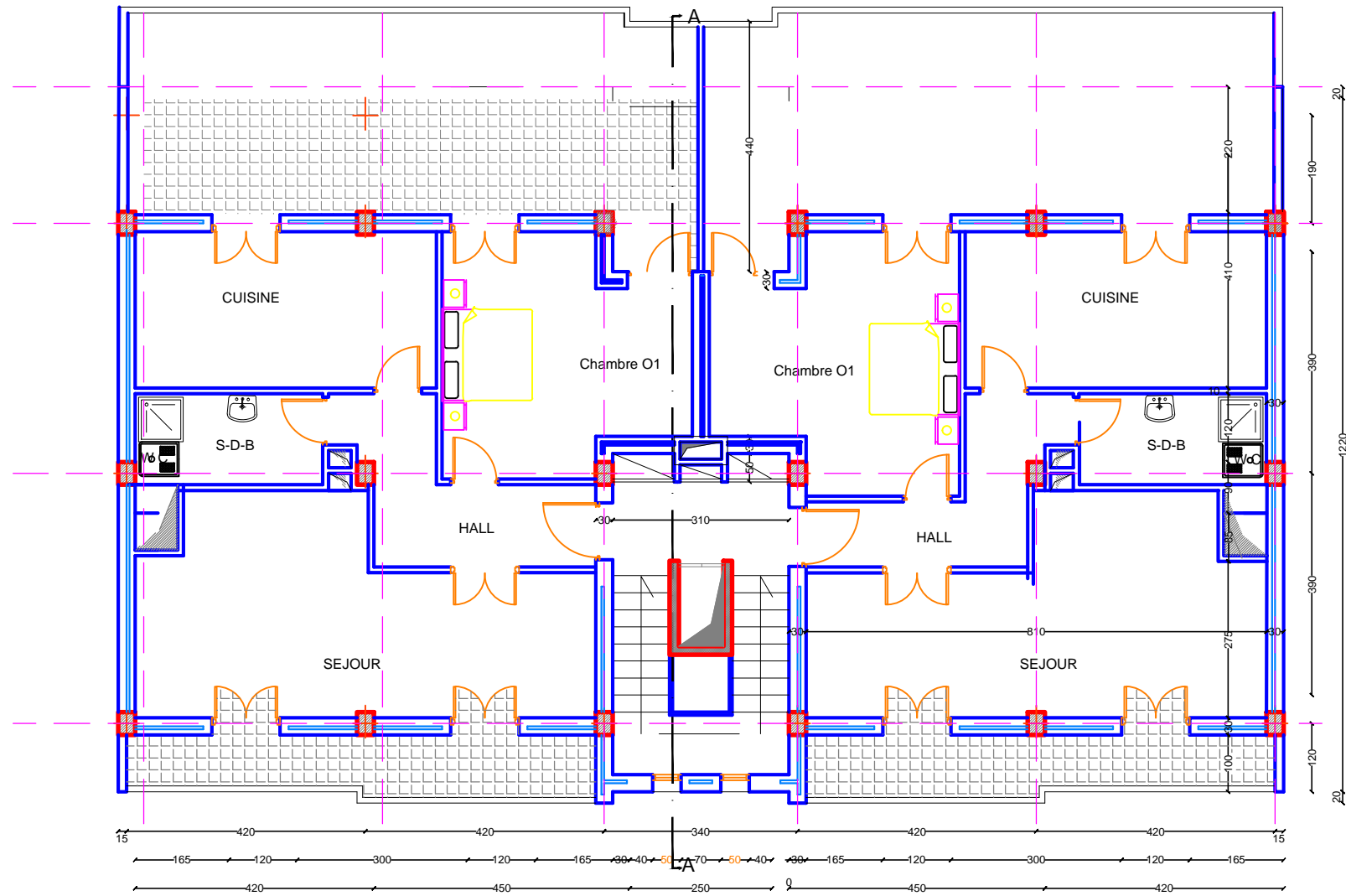
# **PLAN 1er ETAGE**



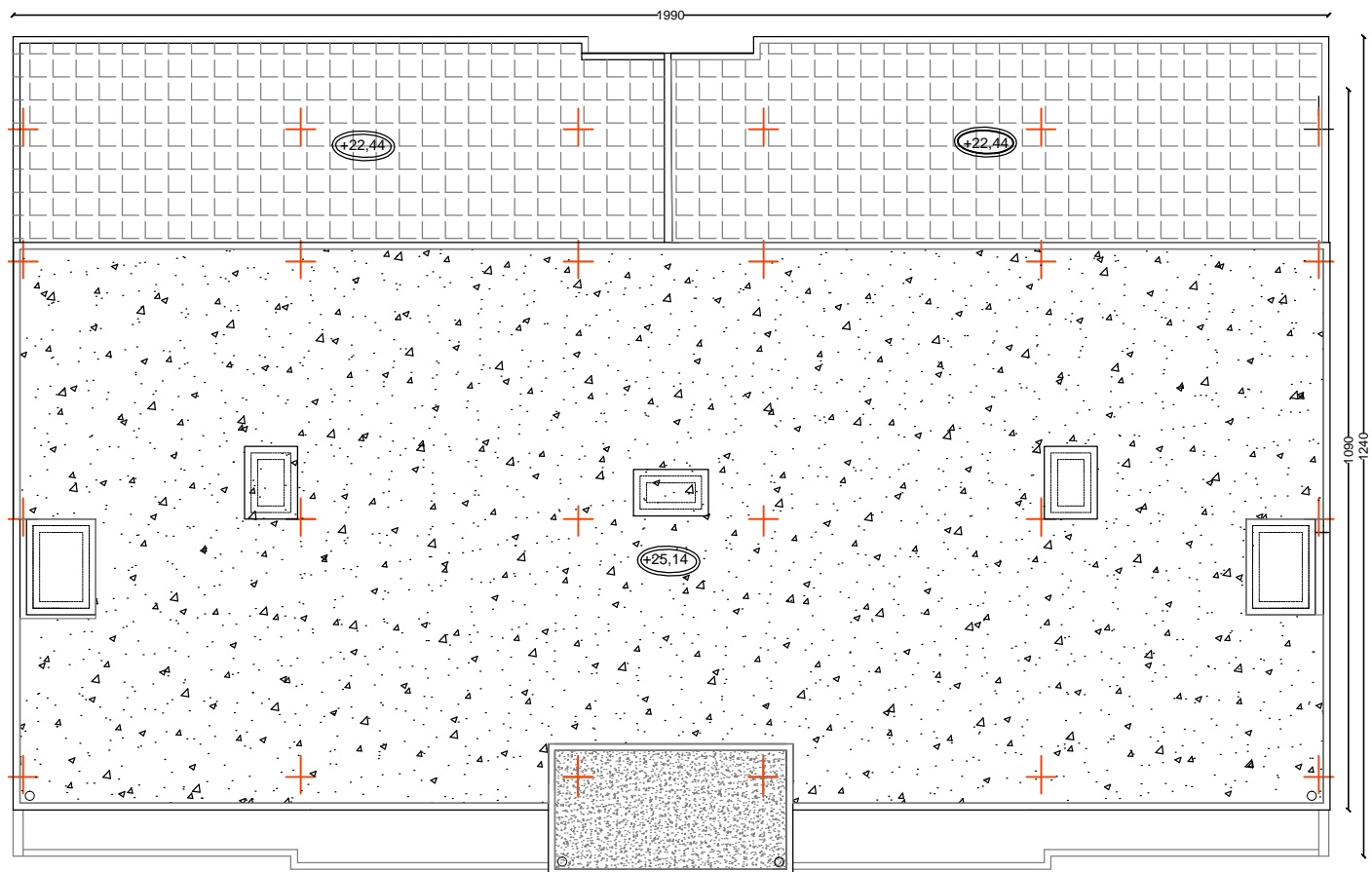
# **PLAN ETAGE COURANT**



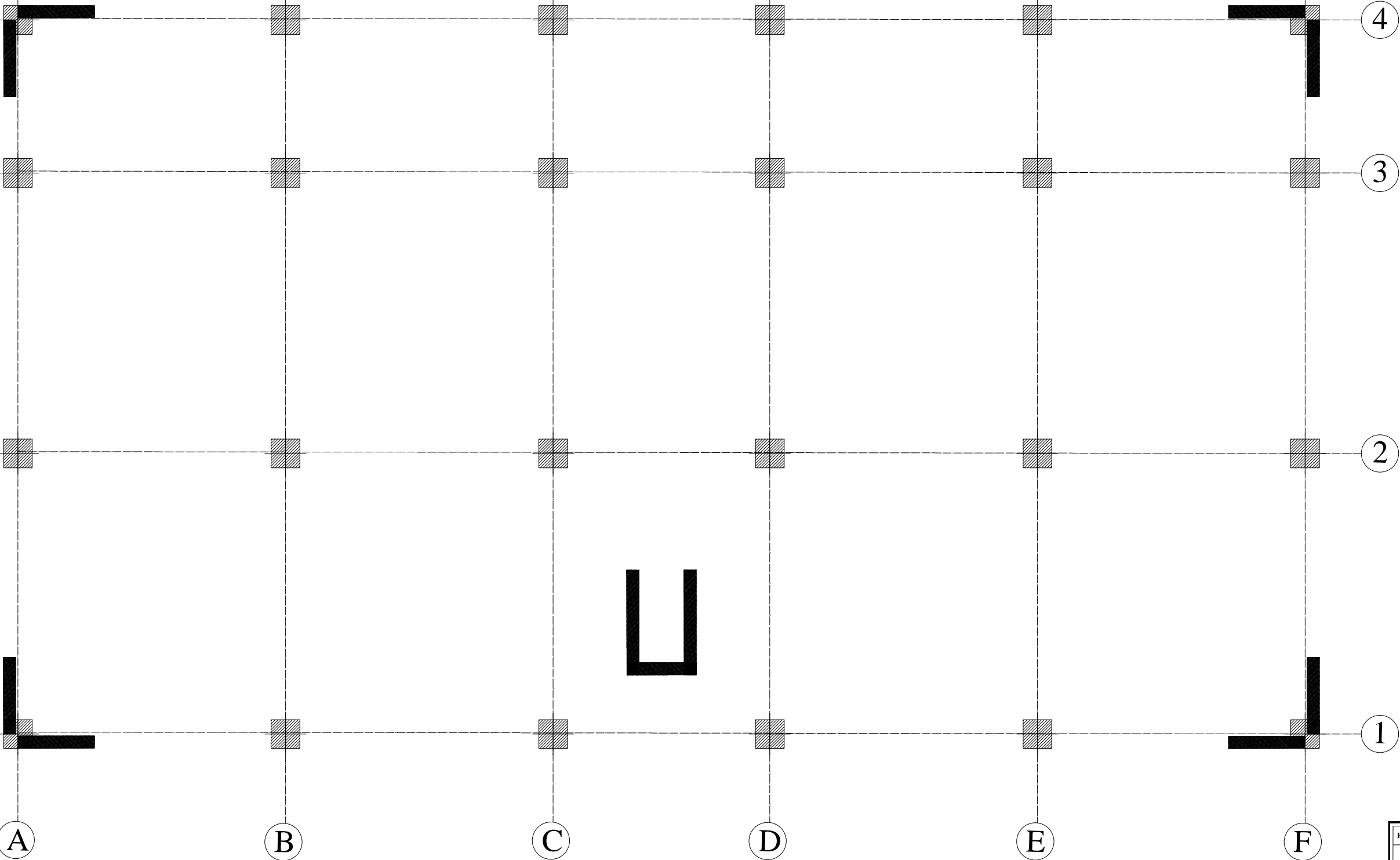
# PLAN DE L' ATTIQUE



-A

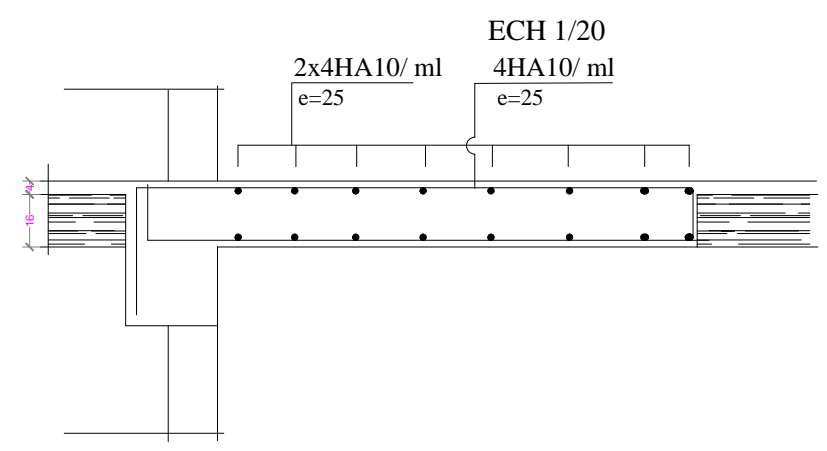


# Disposition des voiles de contreventements



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+6+ETAGE ATTIQUE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
DISPOSITION DES VOILES	
Réalise par : AMIROUCHE kenza. KECHAD Anis. Encadrée par : MONSIEUR IDIR .	
PLAN : N°06	promotion : 2019/ 2020

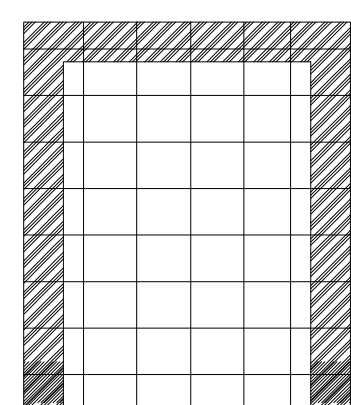
**Ferrailage dalle salle machine**



**Ferrailage en travée**

4HA10/e=25cm

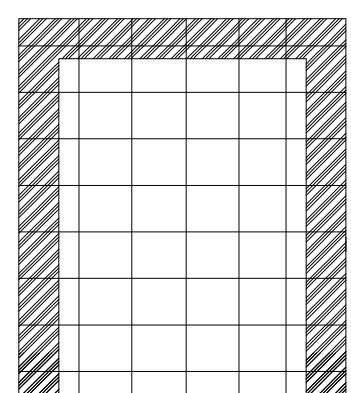
4HA10/ml  
e=25cm



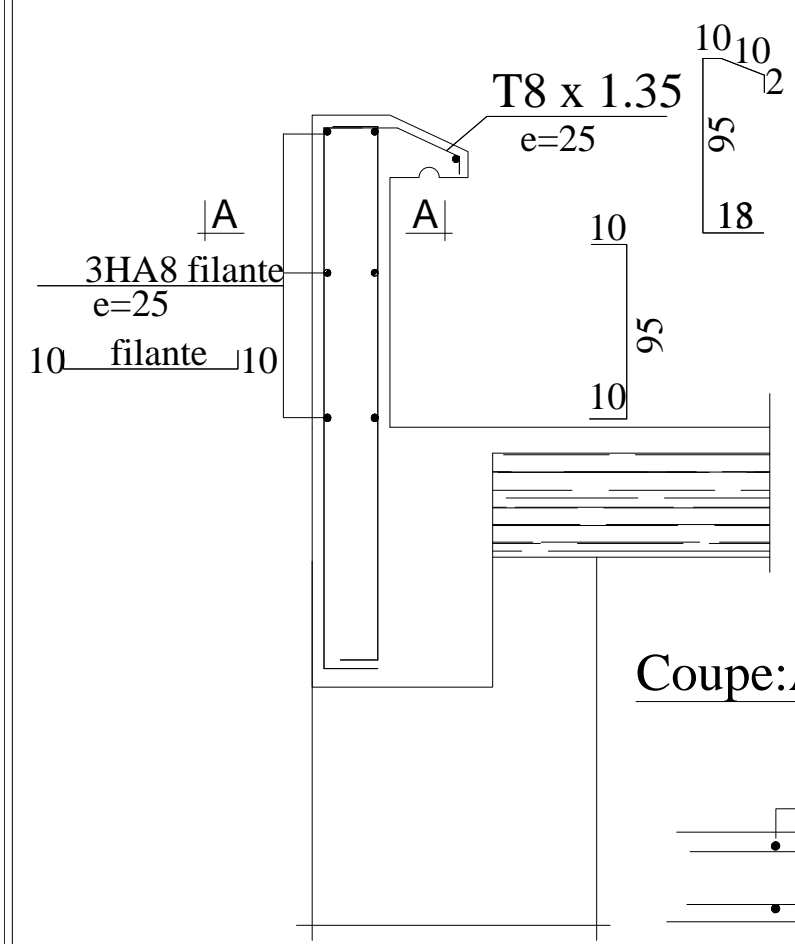
**Ferrailage au appuis**

4HA10/e=25cm

4HA10/ml  
e=25cm

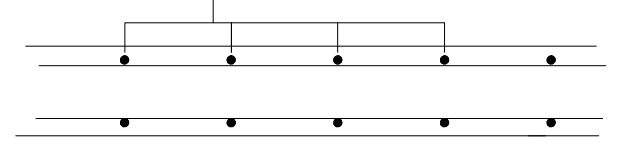


**Ferrailage de l'acrotère**

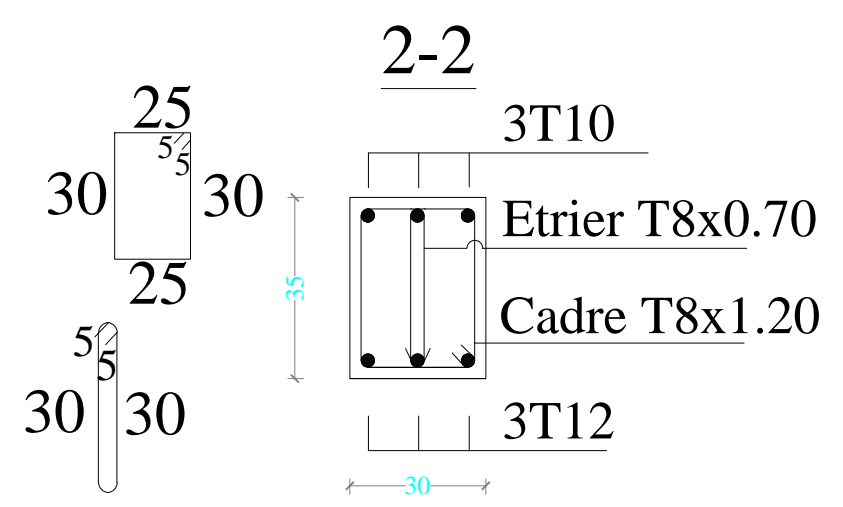
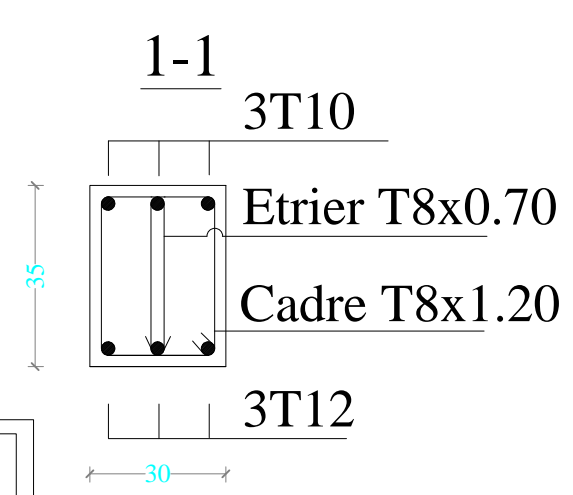
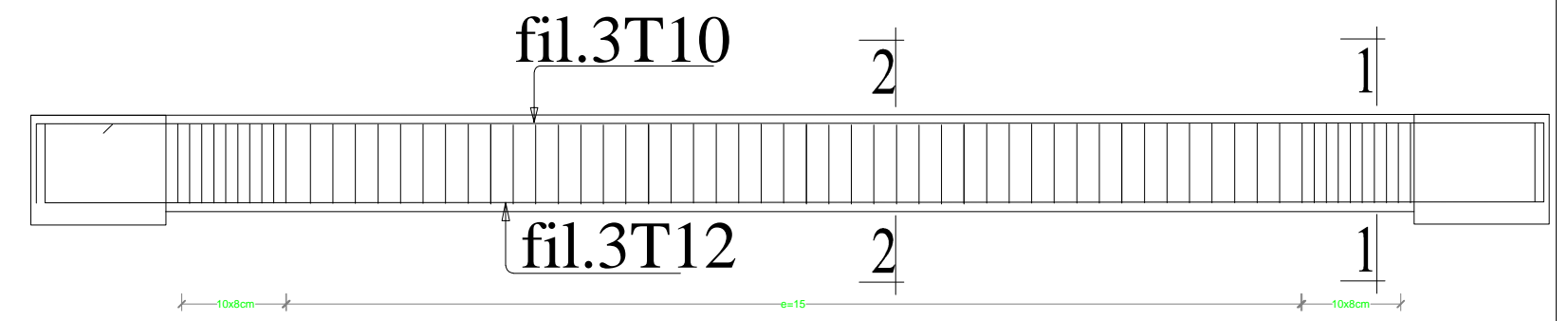


**Coupe: A-A**

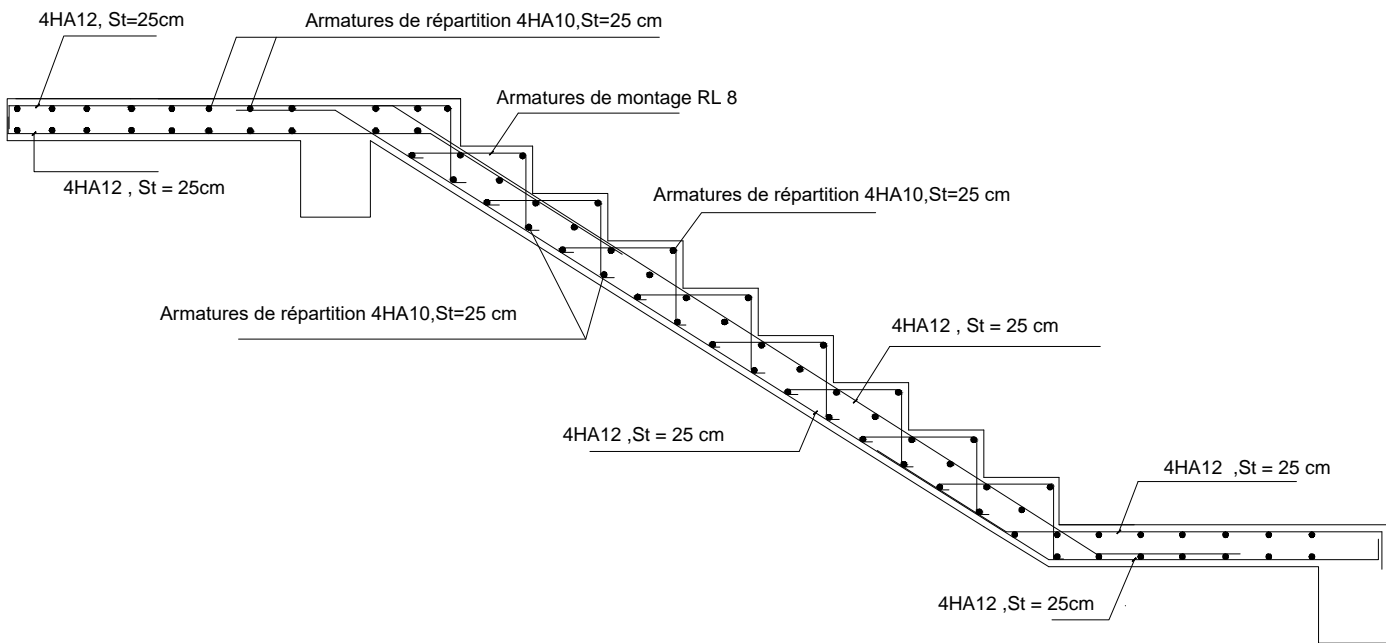
4HA8/ml  
e=25



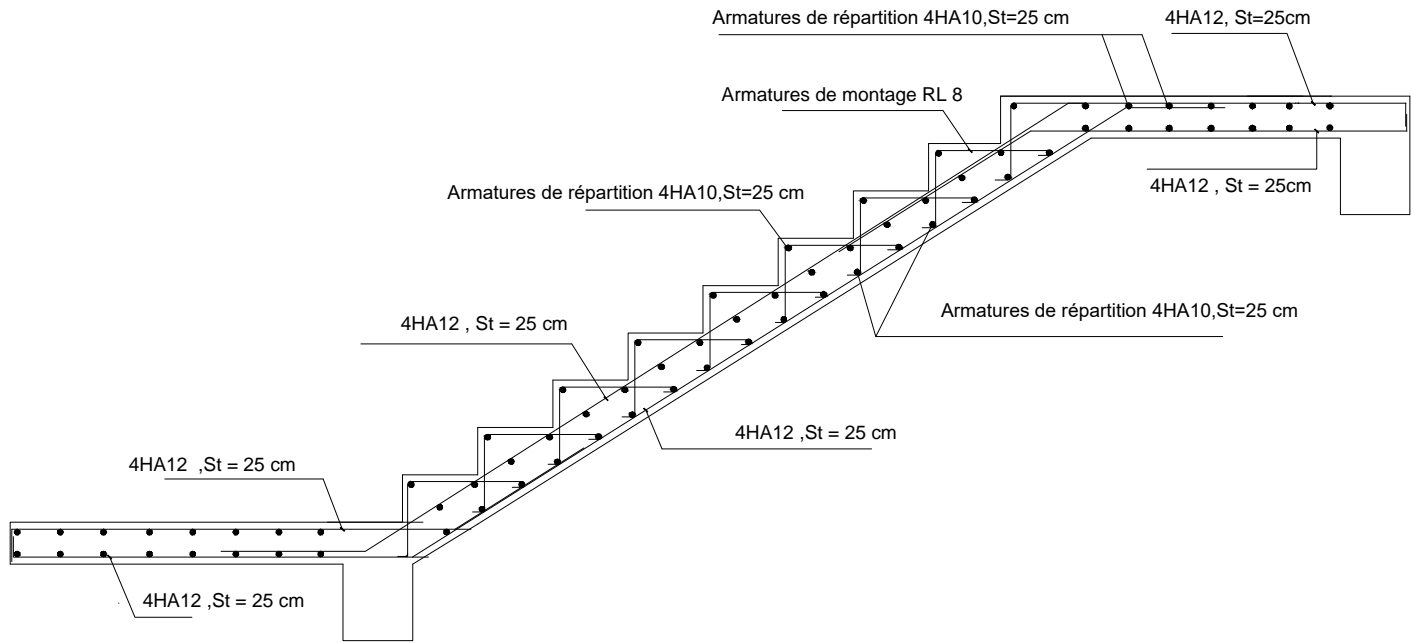
**FERRAILLAGE : POUTRE DE CHINAGE (30X35)**



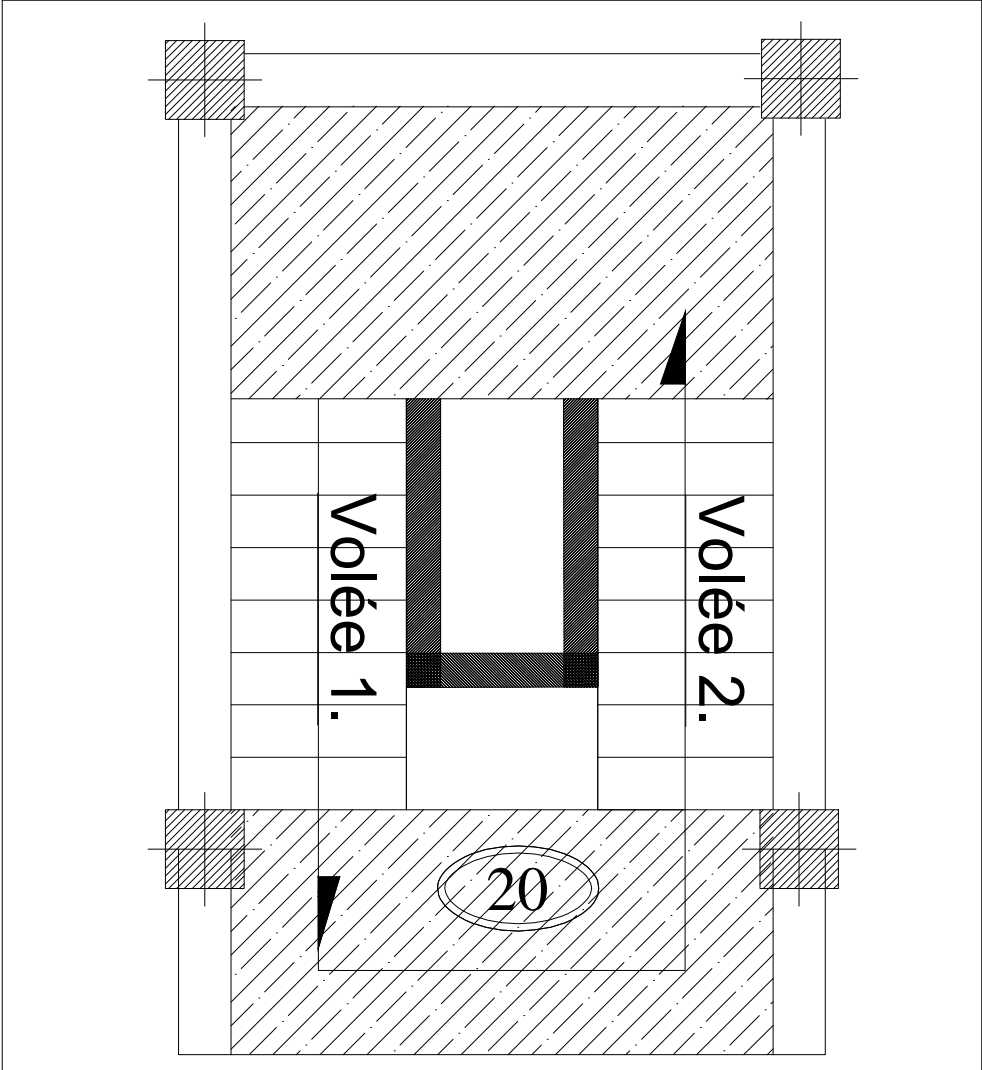
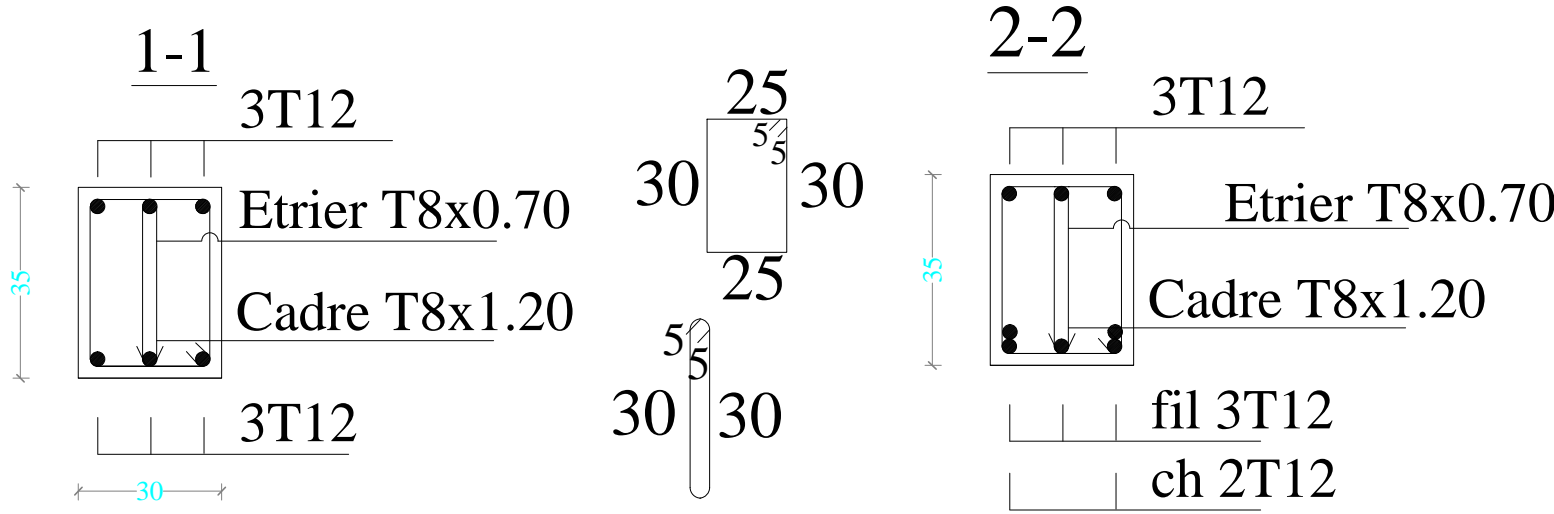
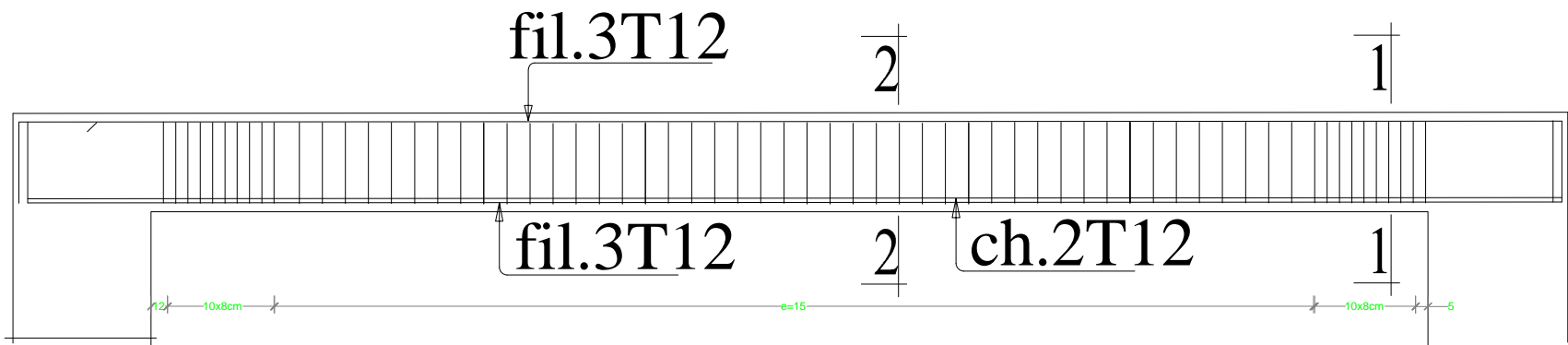
# Volée 1.



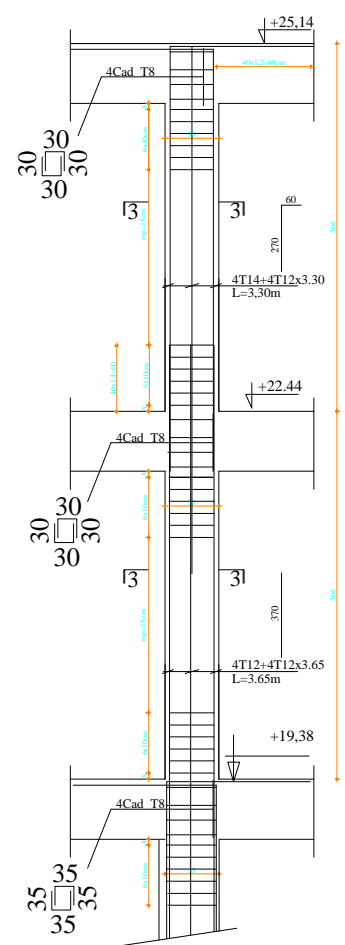
# Volée 2.



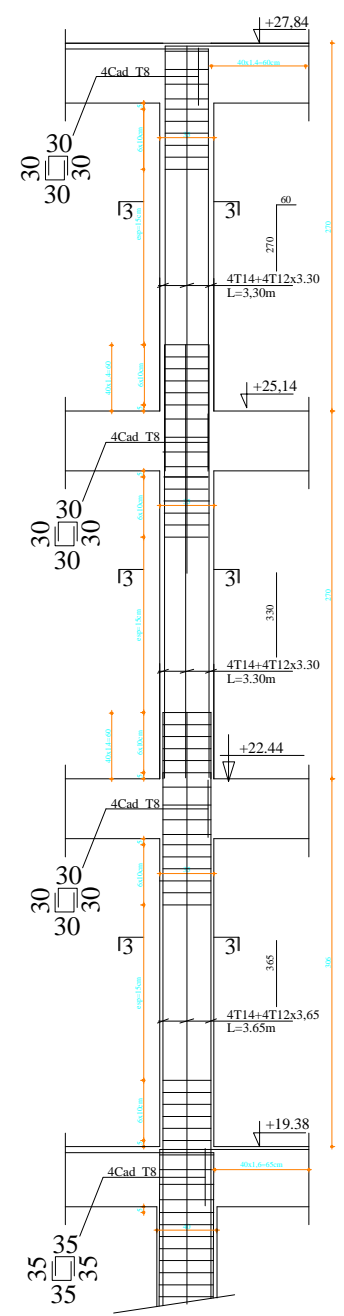
## FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (30X35)



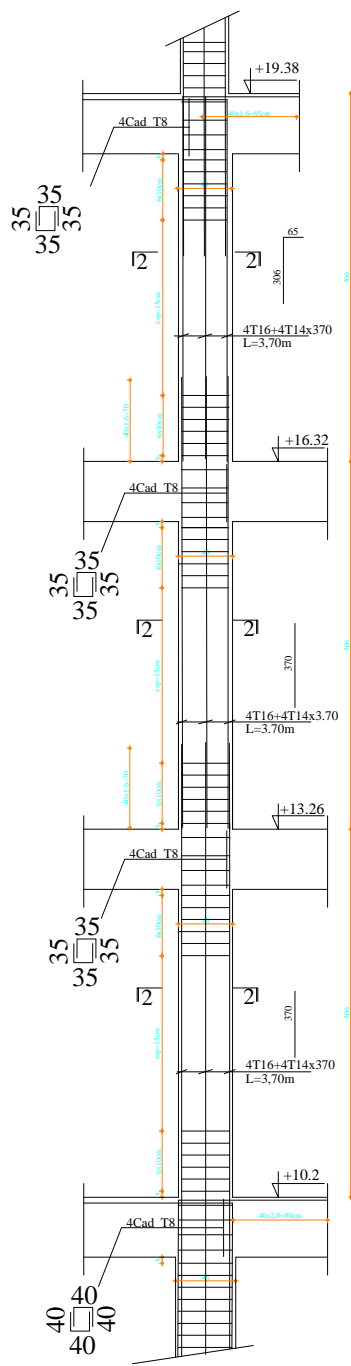
POTEAU 35\*35



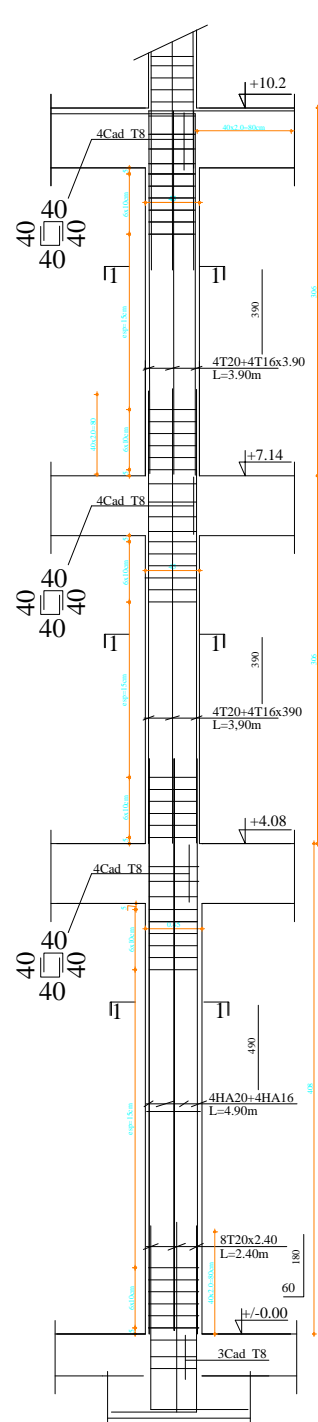
POTEAU 35\*35



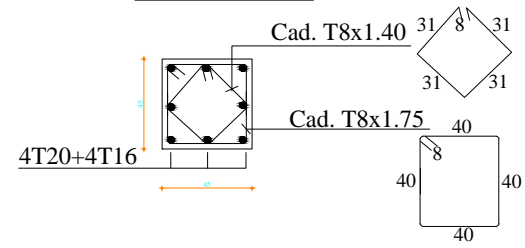
POTEAU 40\*40



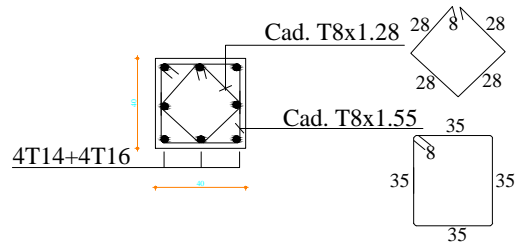
POTEAU 45\*45



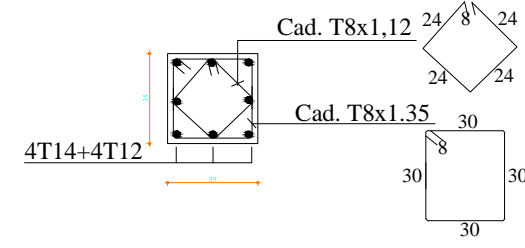
COUPE 1-1  
1--1



COUPE 2-2  
2--2



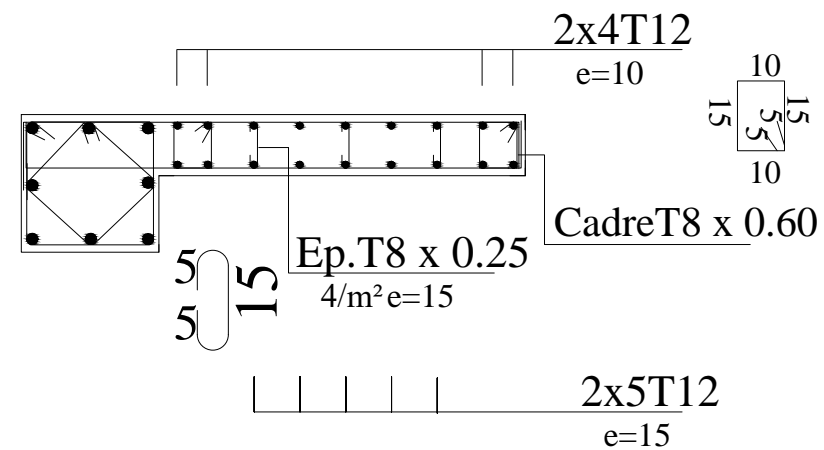
COUPE 3-3  
3--3



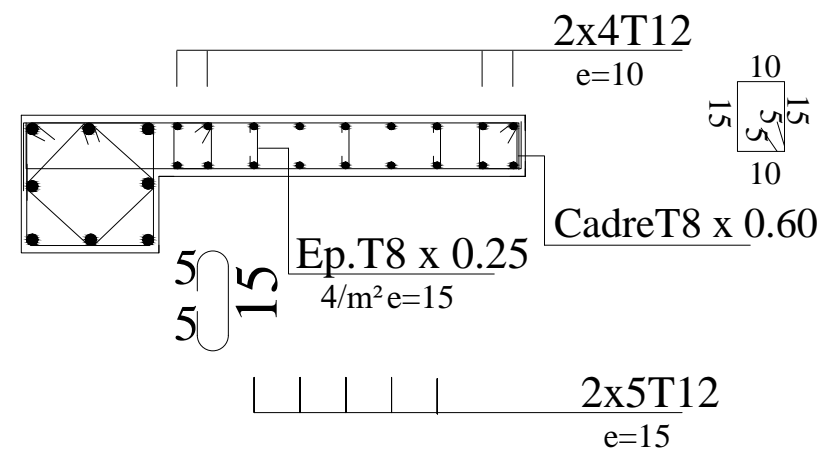


## VOILE : V10,V11

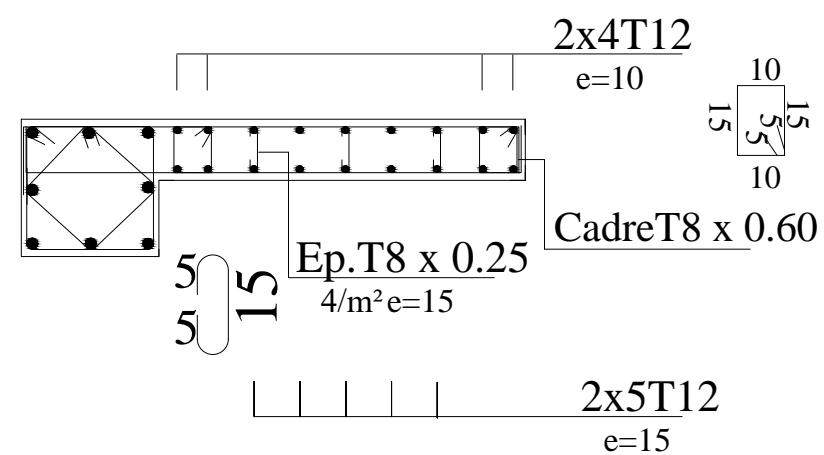
### Zone -I-



### Zone -II-

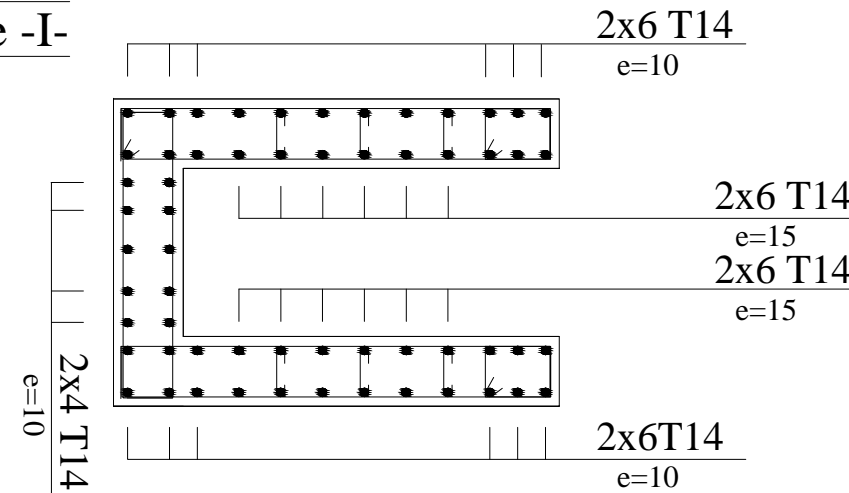


### Zone -III-

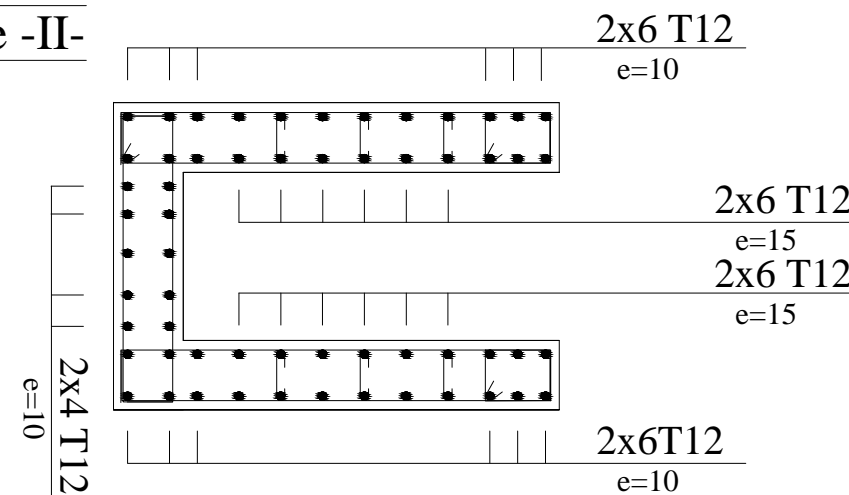


## VOILE :SALLE MACHINE

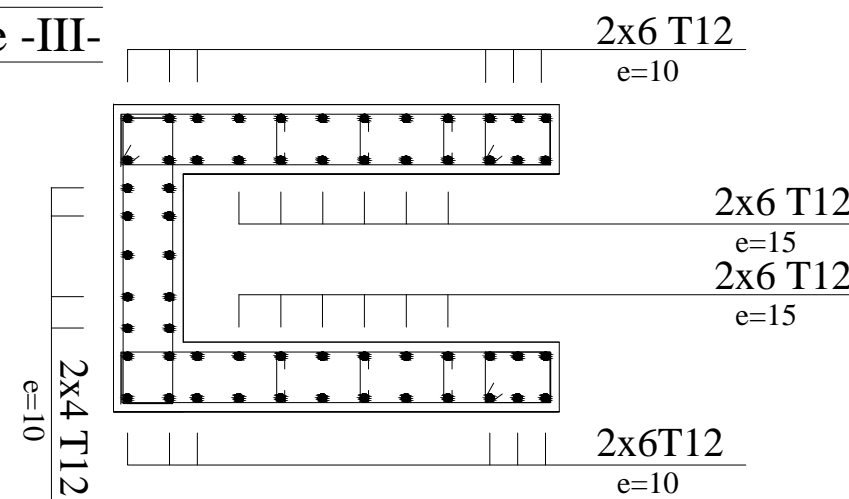
### Zone -I-



### Zone -II-



### Zone -III-



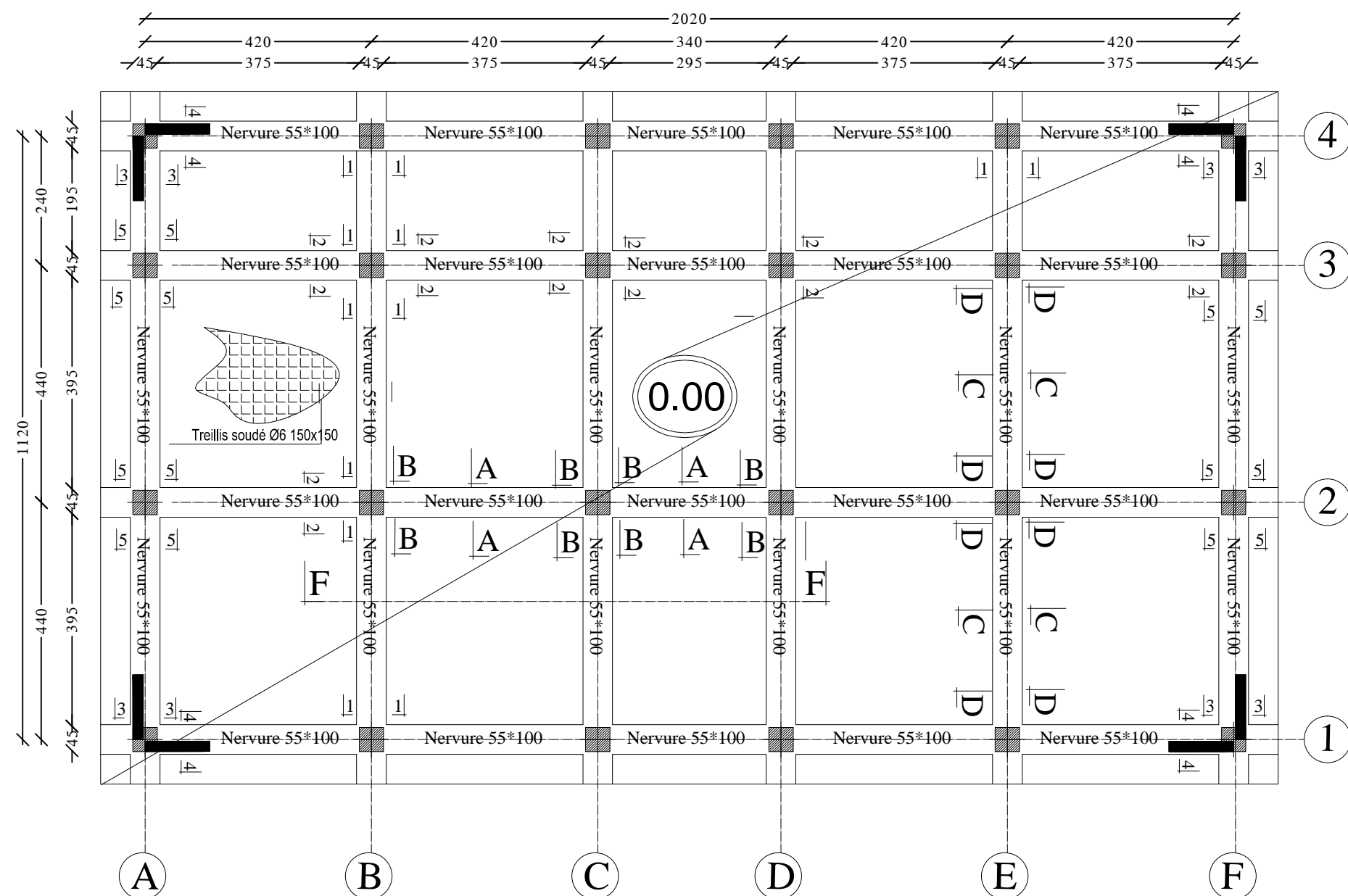
#### NOTA:

##### Caractéristique des matériaux :

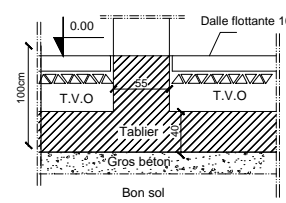
- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325
- Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence)  $\sigma = 400\text{MPa}$
- d) Treillis soudés (T.S)  $\sigma = 520\text{MPa}$
- e) Longueur de recouvrement est de 40  $\varnothing$
- f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN	
R+6+ETAGE ATTIQUE	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES VOILES	
Réalise par : AMIROUCHE kenza.	
KECHAD Anis.	
Encadrée par : MONSIEUR IDIR .	
PLAN : N°11	promotion : 2019/ 2020

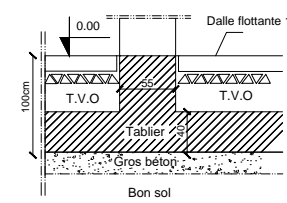
# Plan de coffrage plancher niveau : 0,00 m



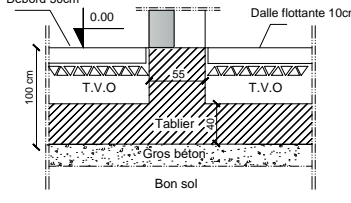
Coupe 1-1



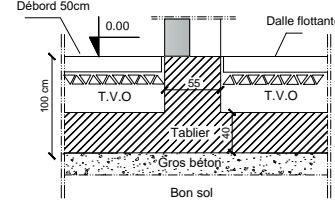
Coupe 2-2



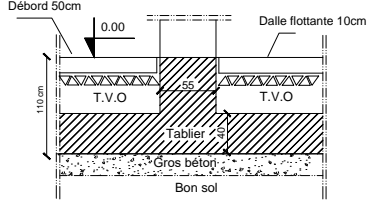
Coupe 3-3



Coupe 4-4



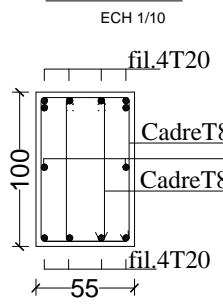
Coupe 5-5



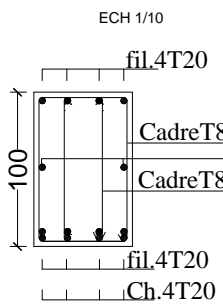
## FERRAILLAGE DE LA NERVURE

FILS \*1\*.\*2\*.\*3\*.\*4\*.

COUPE A-A

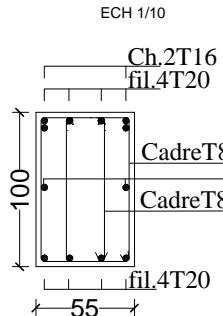


COUPE B-B

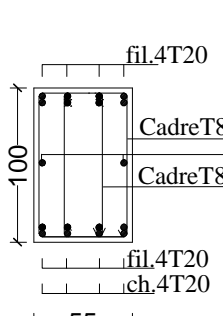


FILS \*A\*.\*B\*.\*C\*.\*D\*.\*E\*.\*F\*.

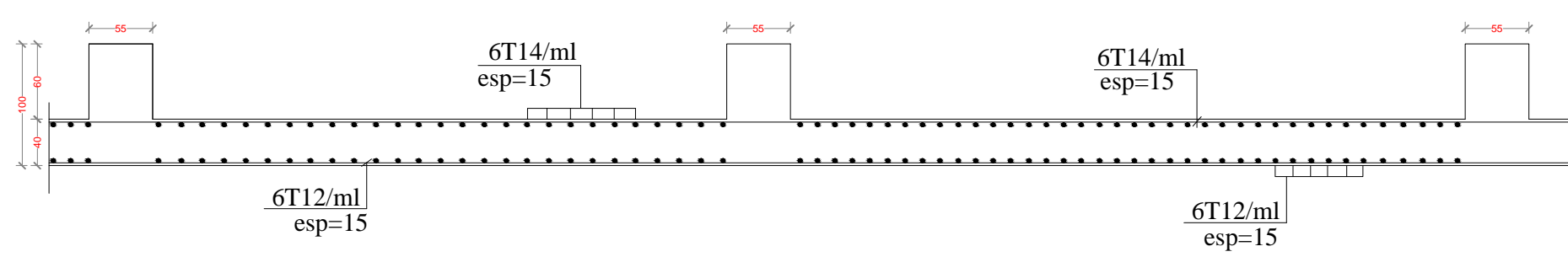
COUPE C-C



COUPE D-D



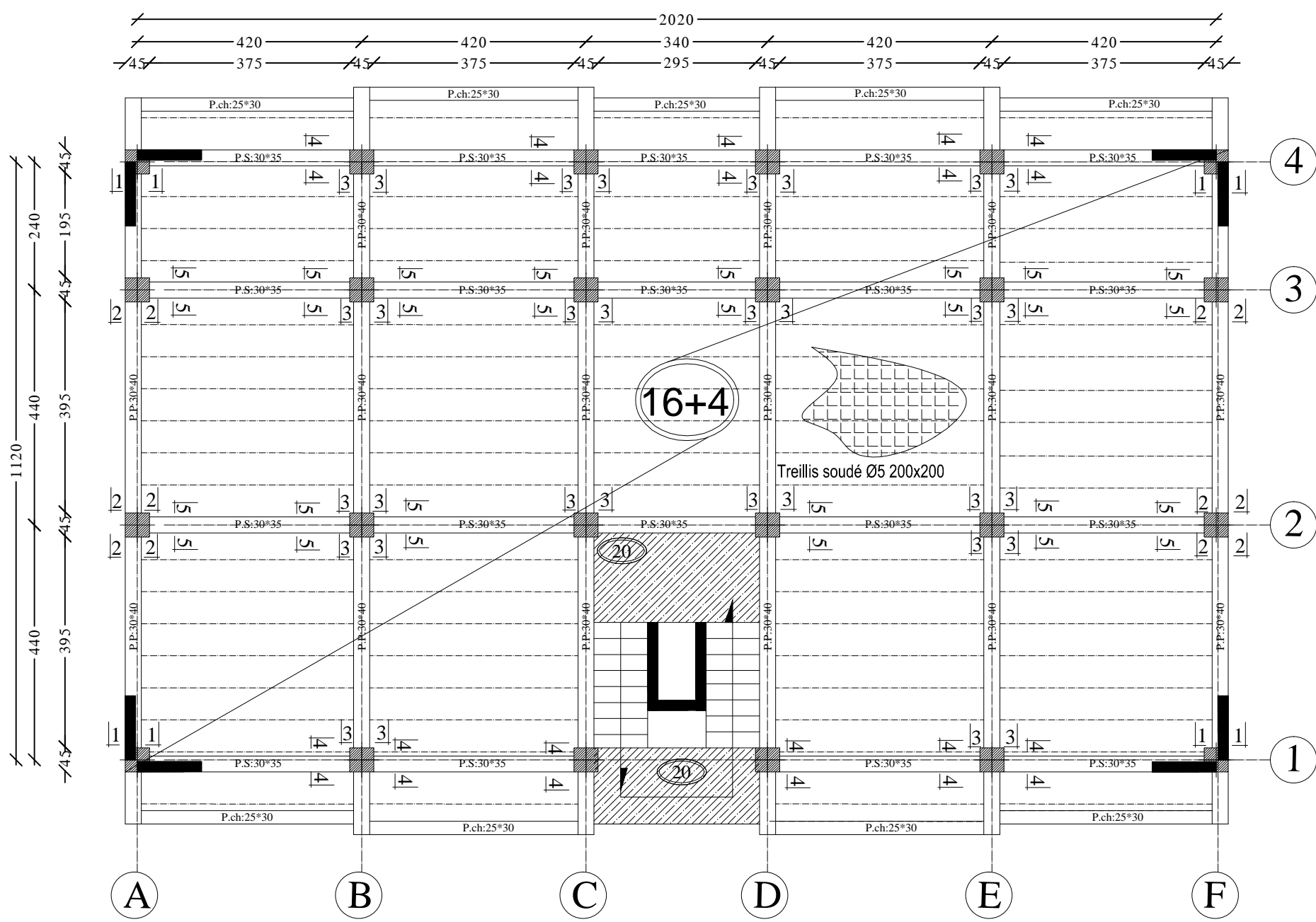
## COFFRAGE / FERRAILLAGE Dalle de radier coupe -F-F-



NOTA:  
Caractéristique des matériaux :  
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m3 de CPA 325 Fc28=25Mpa.  
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m3 de CPA 325.  
c) Acier Tor (Haute adhérence)  $\sigma = 400\text{MPa}$   
d) Treillis soudés (T.S)  $\sigma = 520\text{MPa}$   
e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø  
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil et Industrielle	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+6+ETAGE ATTIQUE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DE RADIER	
Réalise par : AMIROUCHE kenza.	
KECHAD Anis.	
Encadrée par : MONSIEUR IDIR .	
PLAN : N°07	promotion :2019/ 2020

# Plan de coffrage plancher niveau : +4,08 m



## Ferrailage des poutrelles

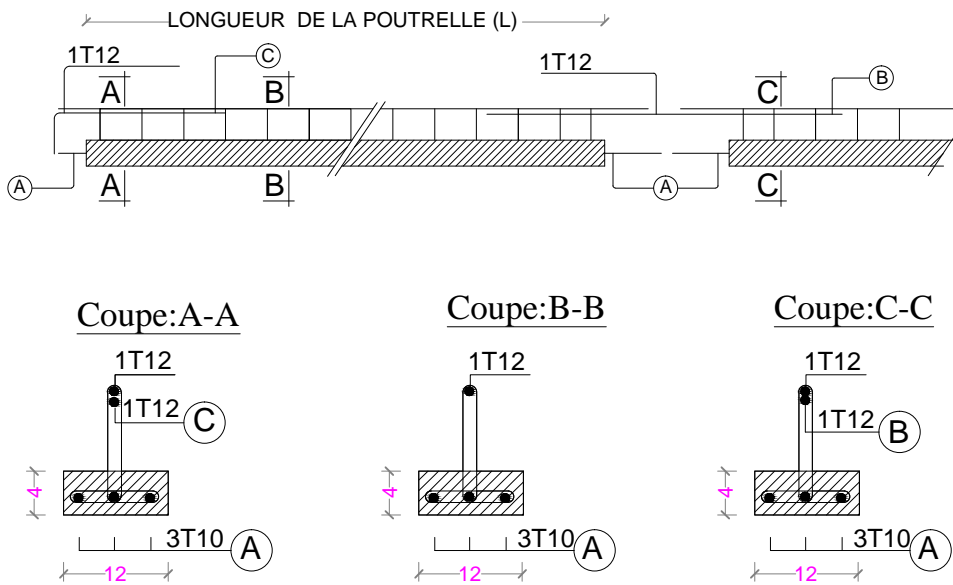
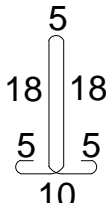
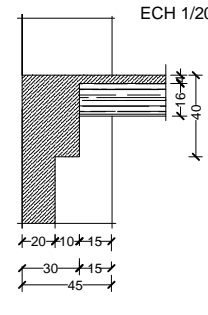


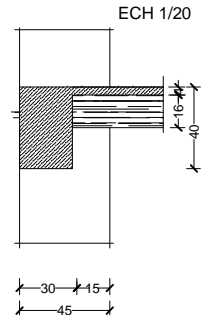
TABLEAU DES POUTRELLES

Rep	Longeurs / L Poutrelle ( m )	Nuances			$\varnothing 8 \times 0.61$ esp15cm
		<u>A</u>			
01	420	3T12	420	<u>420</u>	
02	340	3T12	340	<u>340</u>	

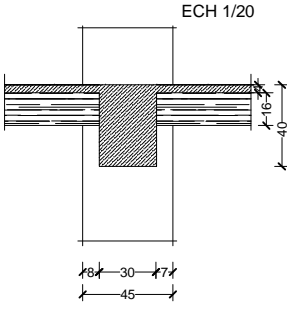
COUPE 1-1



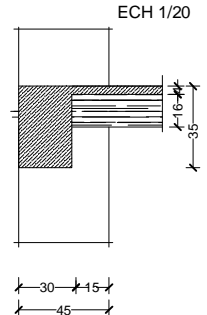
COUPE 2-2



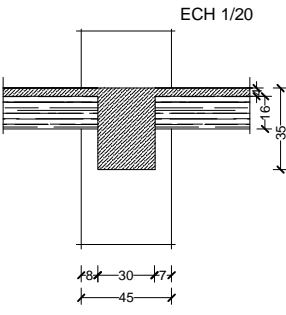
COUPE 3-3



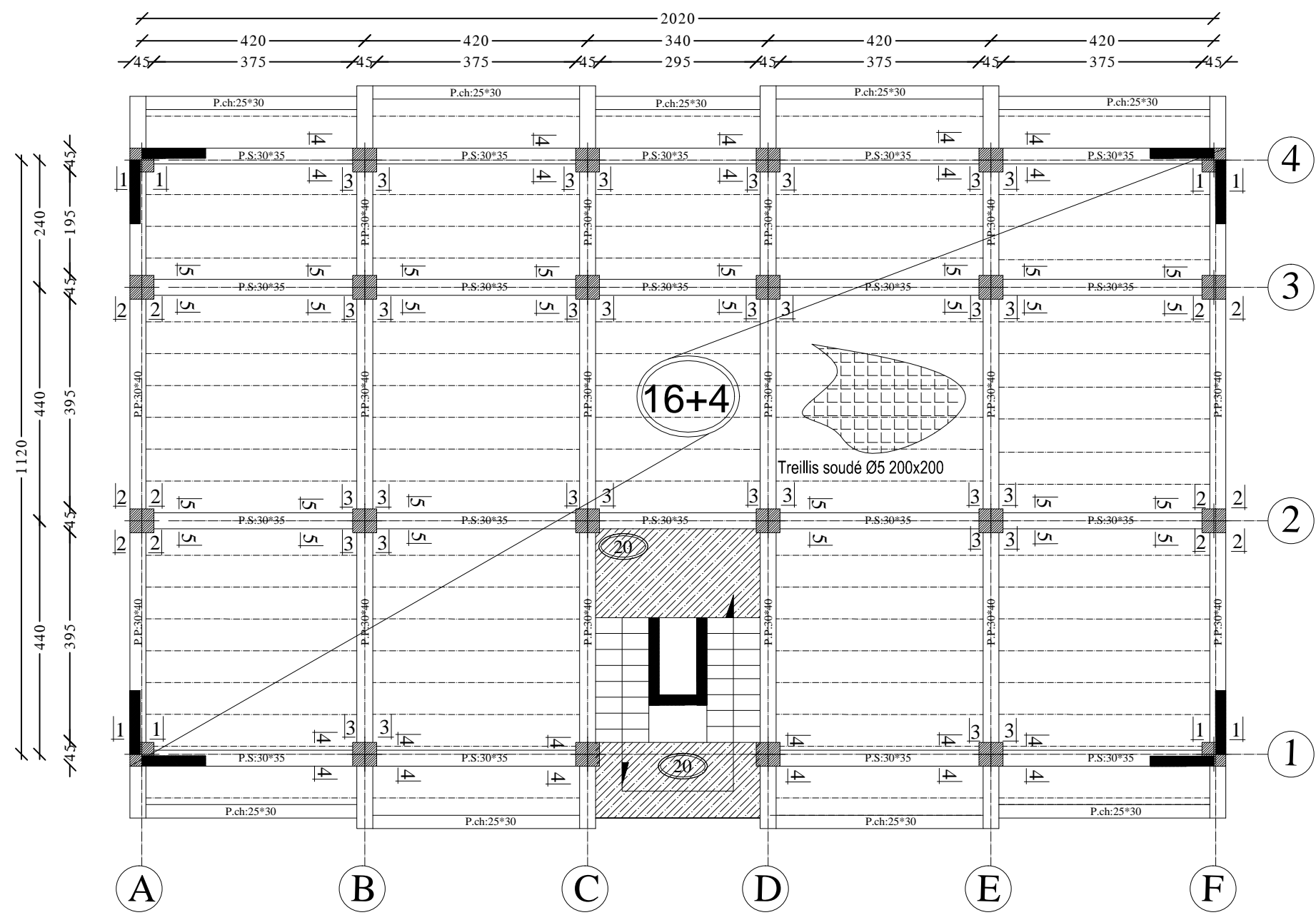
COUPE 4-4



COUPE 5-5



Plan de coffrage plancher niveau : +7,14;10,2 m



Ferrailage des poutrelles

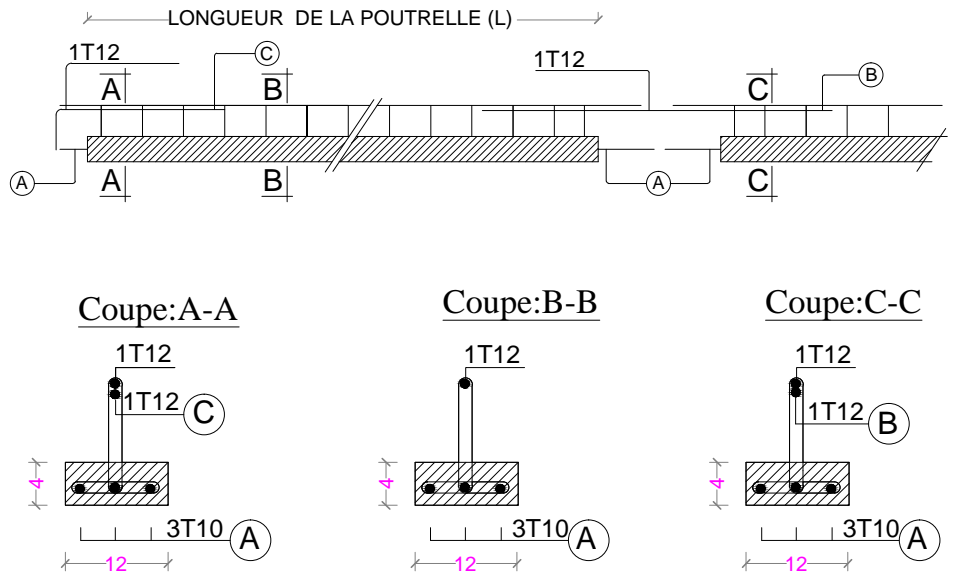
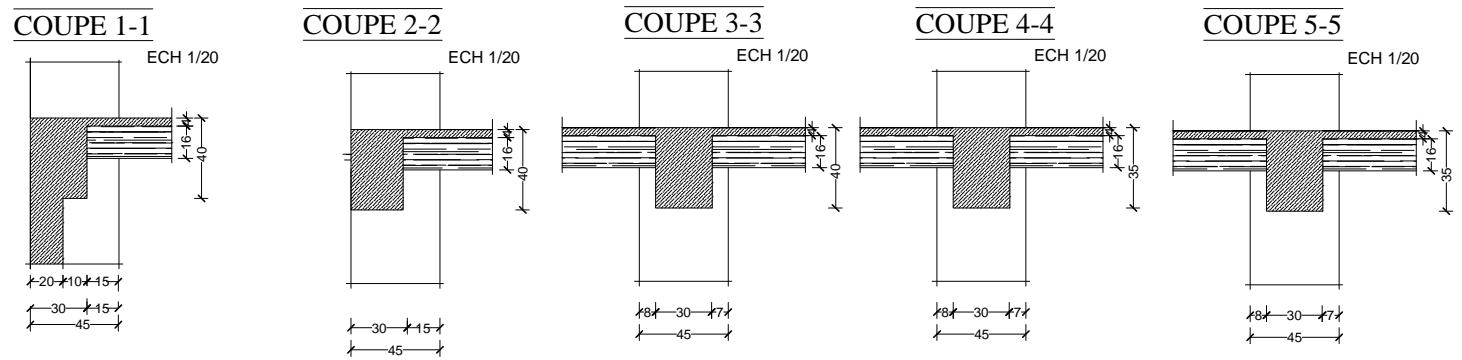


TABLEAU DES POUTRELLES					<div>Ø8x0.61 esp15cm</div> <div><div>5</div><div>1818</div><div>55</div><div>10</div></div>
Rep	Longeurs / L Poutrelle ( m )	Nuances			
		<u>A</u>			
01	420	3T12	420	<u>420</u>	
02	340	3T12	340	<u>340</u>	



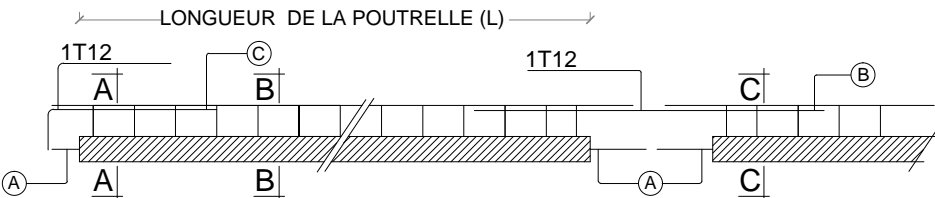
NOTA:  
Caractéristique des matériaux :  
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m3 de CPA 325  
Fc28=25Mpa.  
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m3 de CPA 325.  
c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPA  
d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPA  
e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø  
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU  
Département Génie de la Construction  
Filière Génie Civil  
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE  
Mémoire de fin d'étude  
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN  
R+6+ETAGE ATTIQUE  
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

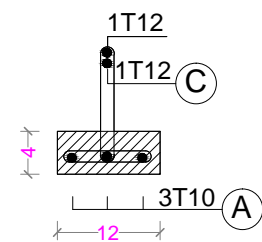
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES PLANCHER  
Réalise par : AMIROUCHE kenza.  
KECHAD Anis.  
Encadrée par : MONSIEUR IDIR .

PLAN : N°02  
promotion :2019/ 2020

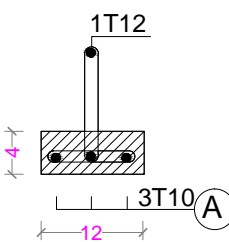
Ferrailage des poutrelles



Coupe:A-A



Coupe:B-B



Coupe:C-C

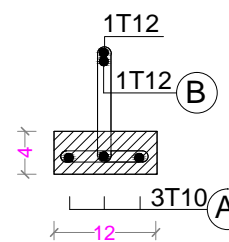
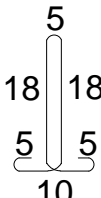
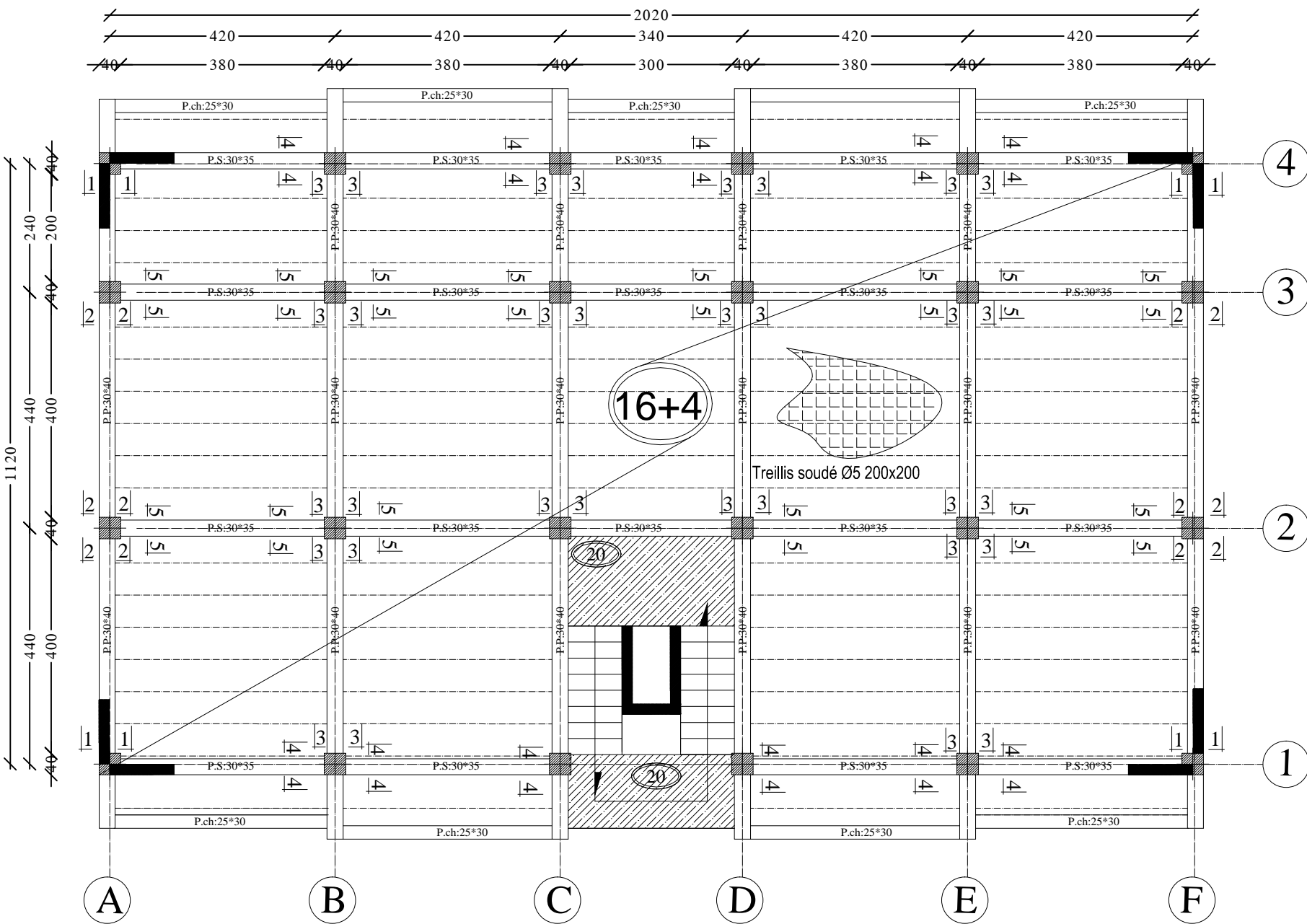


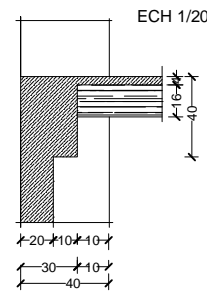
TABLEAU DES POUTRELLES

Rep	Longeurs / L Poutrelle ( m )	Nuances			Ø8x0.61 esp15cm
		<u>A</u>			
01	420	3T12	420	<u>420</u>	
02	340	3T12	340	<u>340</u>	

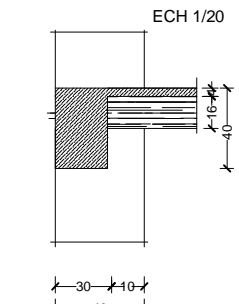
Plan de coffrage plancher niveau :+13,26;16,32;19,38 m



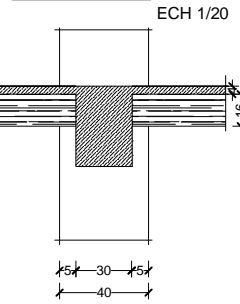
COUPE 1-1



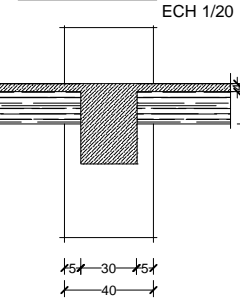
COUPE 2-2



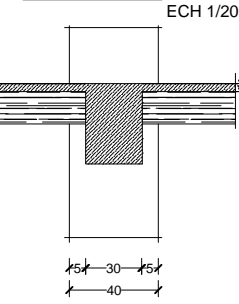
COUPE 3-3



COUPE 4-4



COUPE 5-5

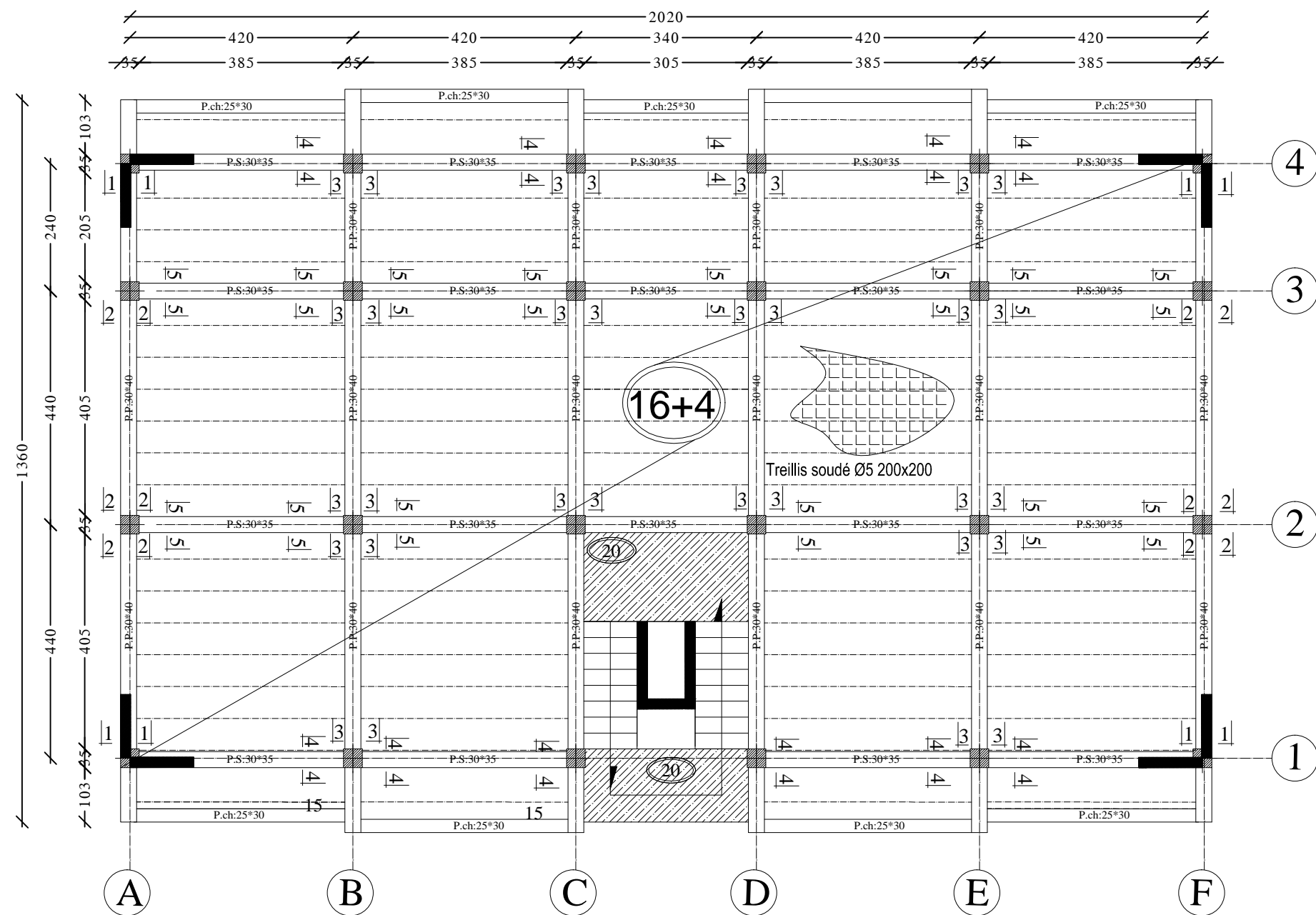


NOTA:  
Caractéristique des matériaux :  
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m3 de CPA 325  
Fc28=25Mpa.  
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m3 de CPA 325.  
c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPa  
d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa  
e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø  
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU  
Département Génie de la Construction  
Filière Génie Civil  
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE  
Mémoire de fin d'étude  
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN  
R+6+ETAGE ATTIQUE  
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL  
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES PLANCHER  
Réalise par : AMIROUCHE kenza.  
KECHAD Anis.  
Encadrée par : MONSIEUR IDIR .  
PLAN : N°03  
promotion :2019/ 2020



# Plan de coffrage plancher niveau :+22,44 m



## Ferrailage des poutrelles

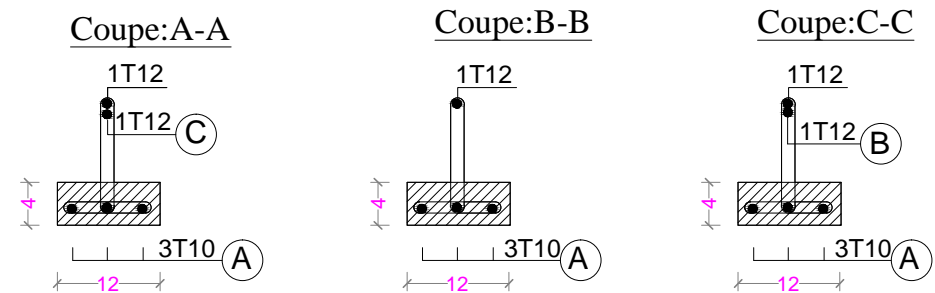
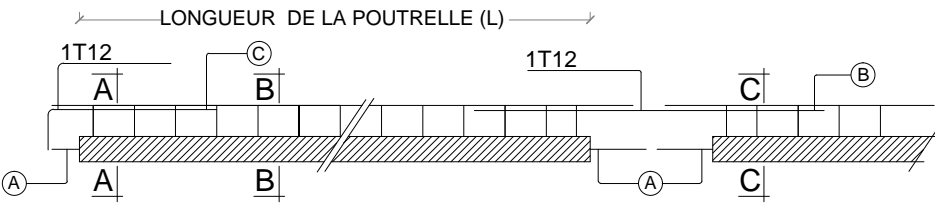
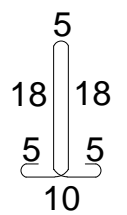
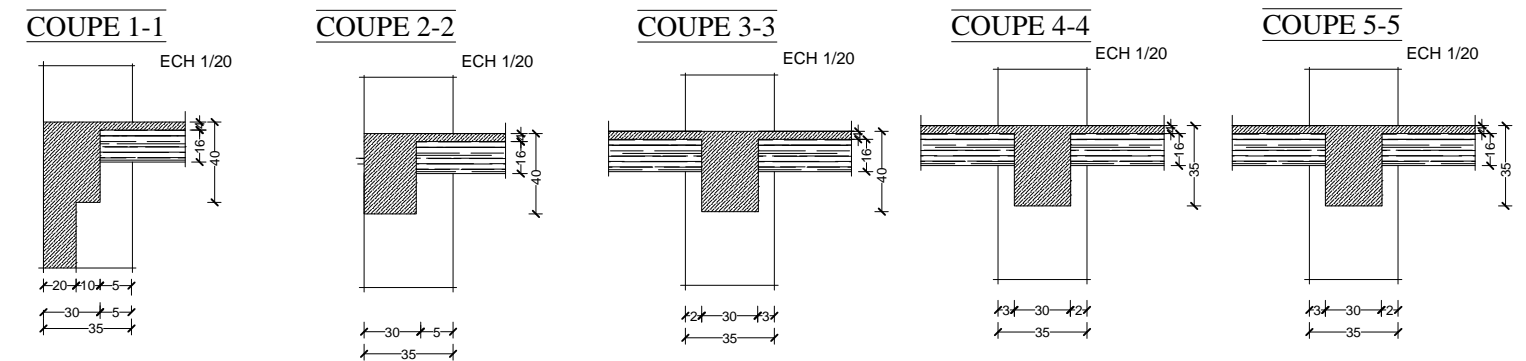


TABLEAU DES POUTRELLES					Ø8x0.61 esp15cm 
Rep	Longeurs / L Poutrelle ( m )	Nuances			
		<u>A</u>			
01	420	3T12	420	<u>420</u>	
02	340	3T12	340	<u>340</u>	



NOTA:  
Caractéristique des matériaux :  
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m3 de CPA 325  
Fc28=25Mpa.  
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m3 de CPA 325.  
c) Acier Tor (Haute adhérence)  $\sigma = 400\text{MPa}$   
d) Treillis soudés (T.S)  $\sigma = 520\text{MPa}$   
e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø  
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU  
Département Génie de la Construction  
Filière Génie Civil  
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude  
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN  
R+6+ETAGE ATTIQUE  
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

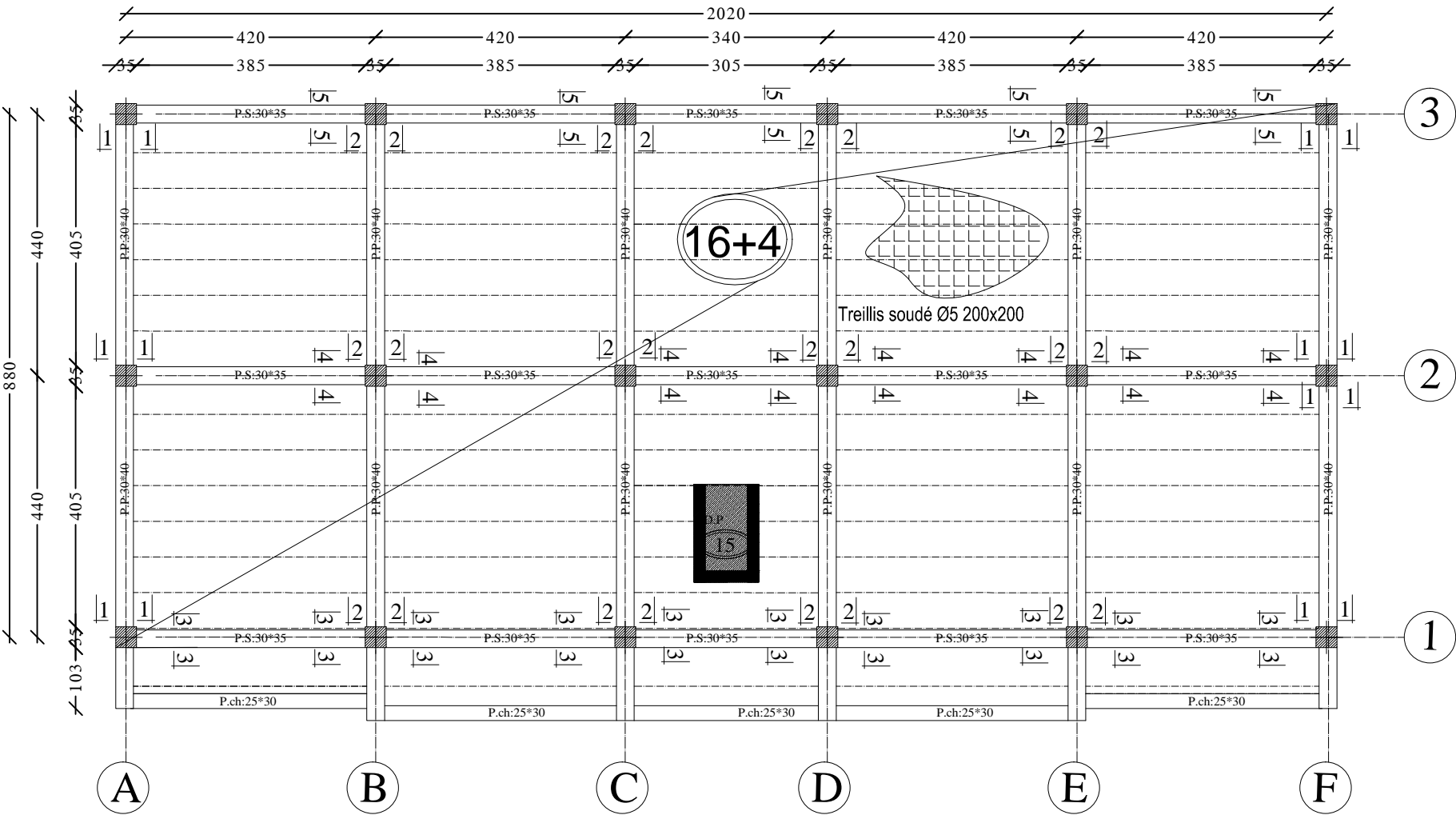
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES PLANCHER

Réalise par : AMIROUCHE kenza.  
KECHAD Anis.  
Encadrée par : MONSIEUR IDIR .

PLAN : N°04

promotion :2019/ 2020

Plan de coffrage plancher niveau :+25,14 m



Ferrailage des poutrelles

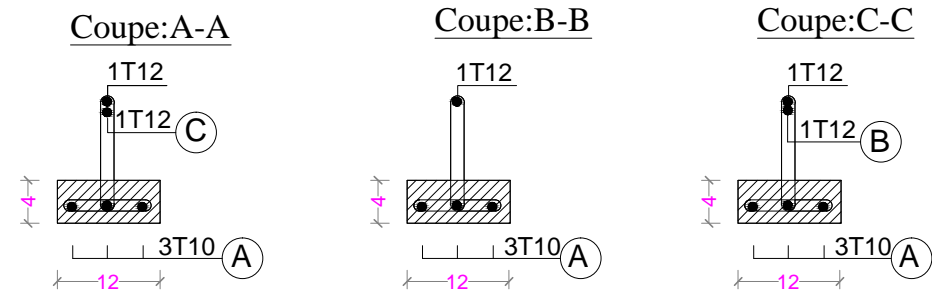
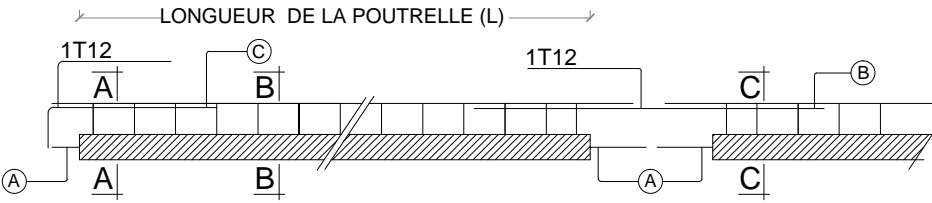
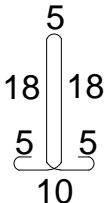
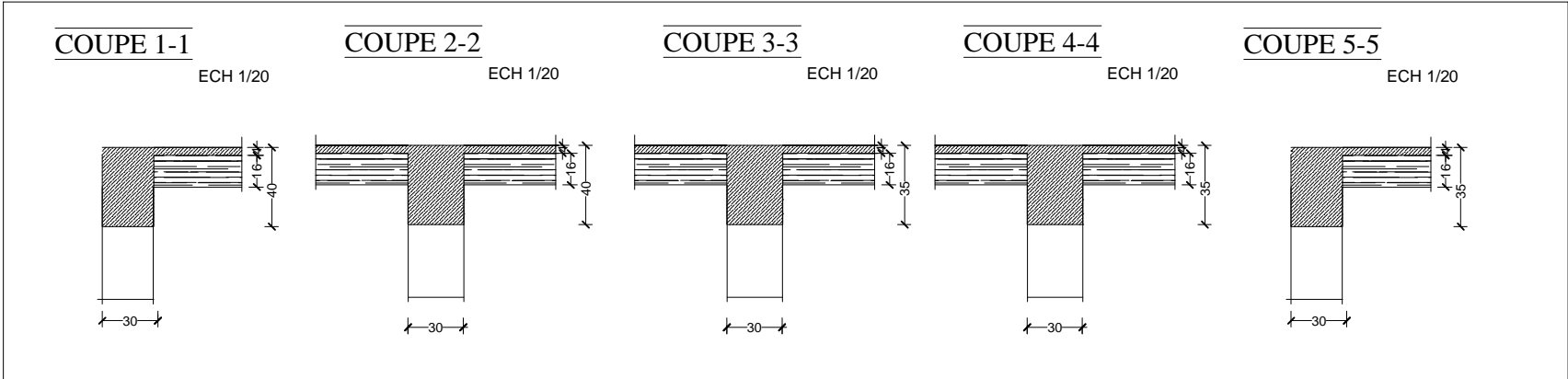
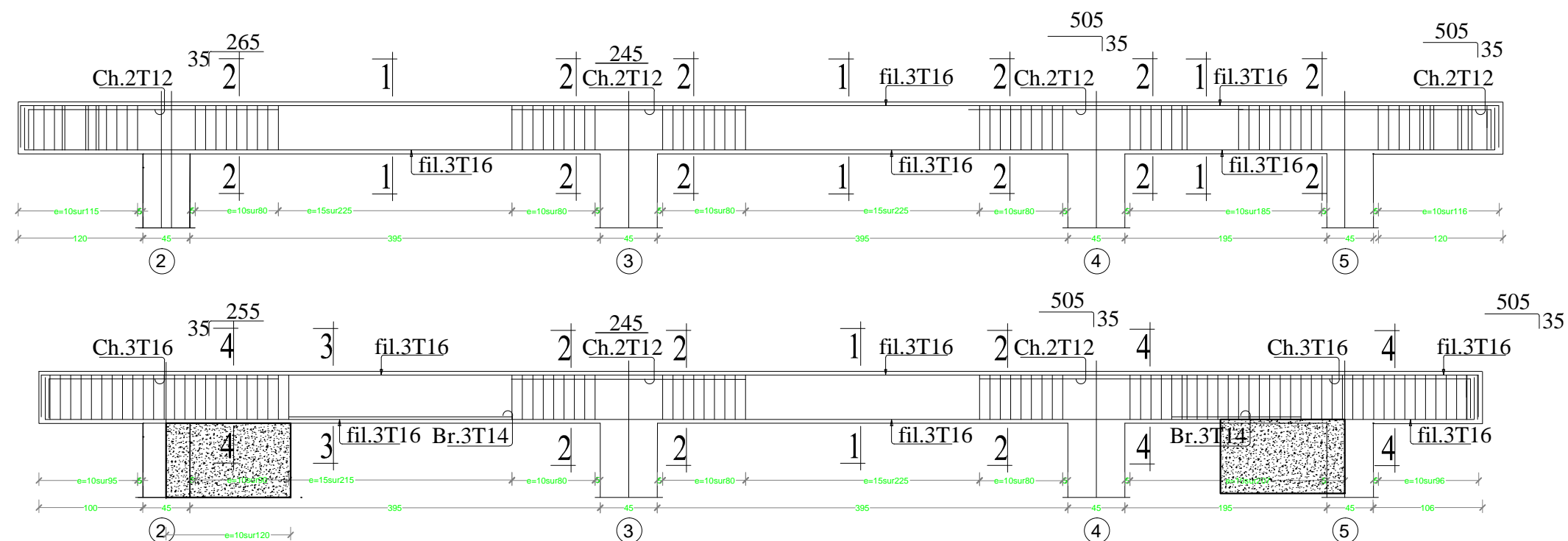
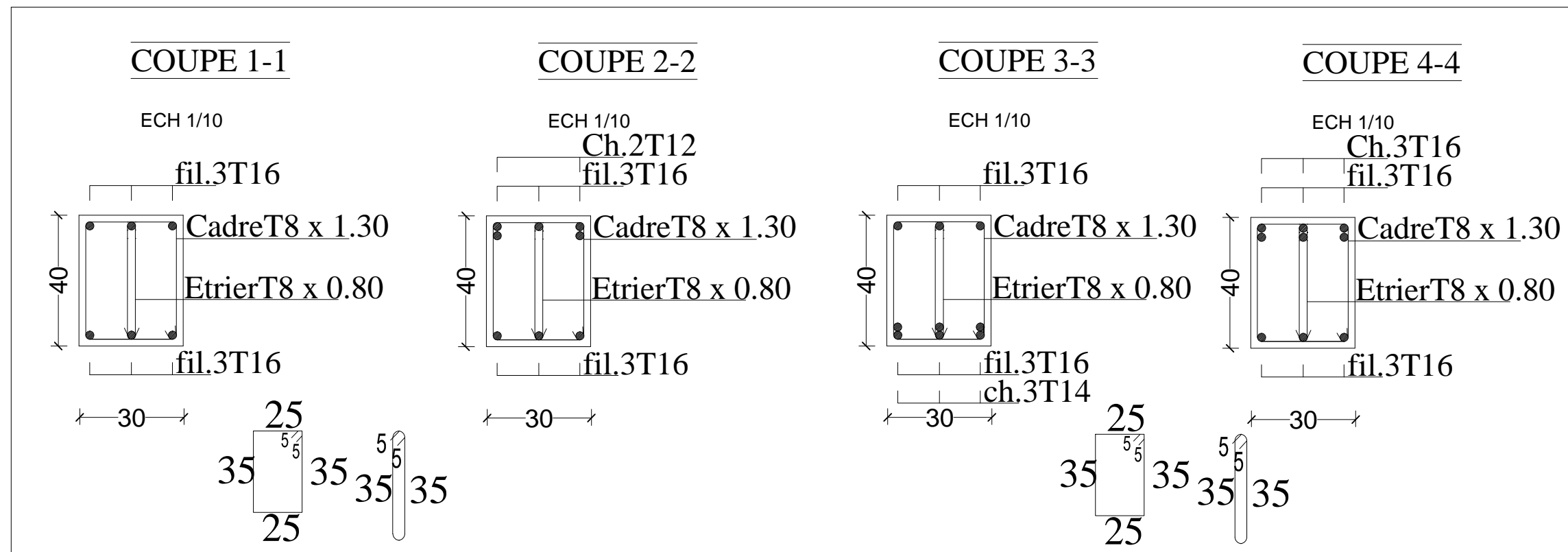


TABLEAU DES POUTRELLES					Ø8x0.61 esp15cm 
Rep	Longeurs / L Poutrelle ( m )	Nuances			
		<u>A</u>			
01	420	3T12	420	<u>420</u>	
02	340	3T12	340	<u>340</u>	



NOTA:  
Caractéristique des matériaux :  
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m3 de CPA 325  
F<sub>c</sub>28=25Mpa.  
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m3 de CPA 325.  
c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPa  
d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa  
e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø  
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

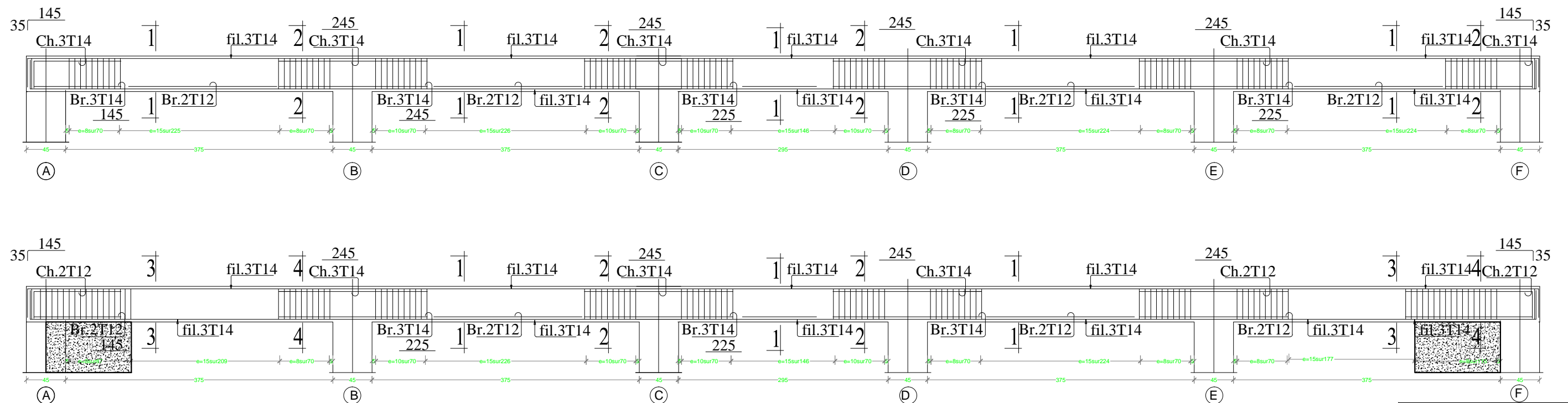
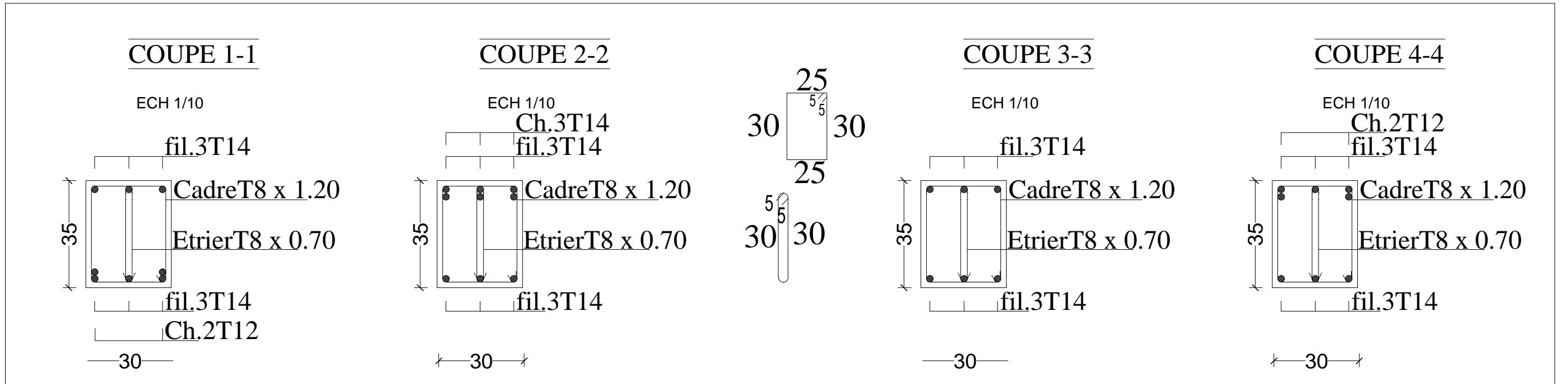
Poutres Principales:PP.:(30x40).



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d' étude	
<u>PROJET:</u> CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN	
R+6+ETAGE ATTIQUE	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES POUTRES	
PRINCIPALES	
Réalise par : AMIROUCHE kenza.	
KECHAD ANIS.	
Encadrée par : MONSIEUR IDRIR .	
<u>PLAN : N°09</u>	promotion :2019/ 2020

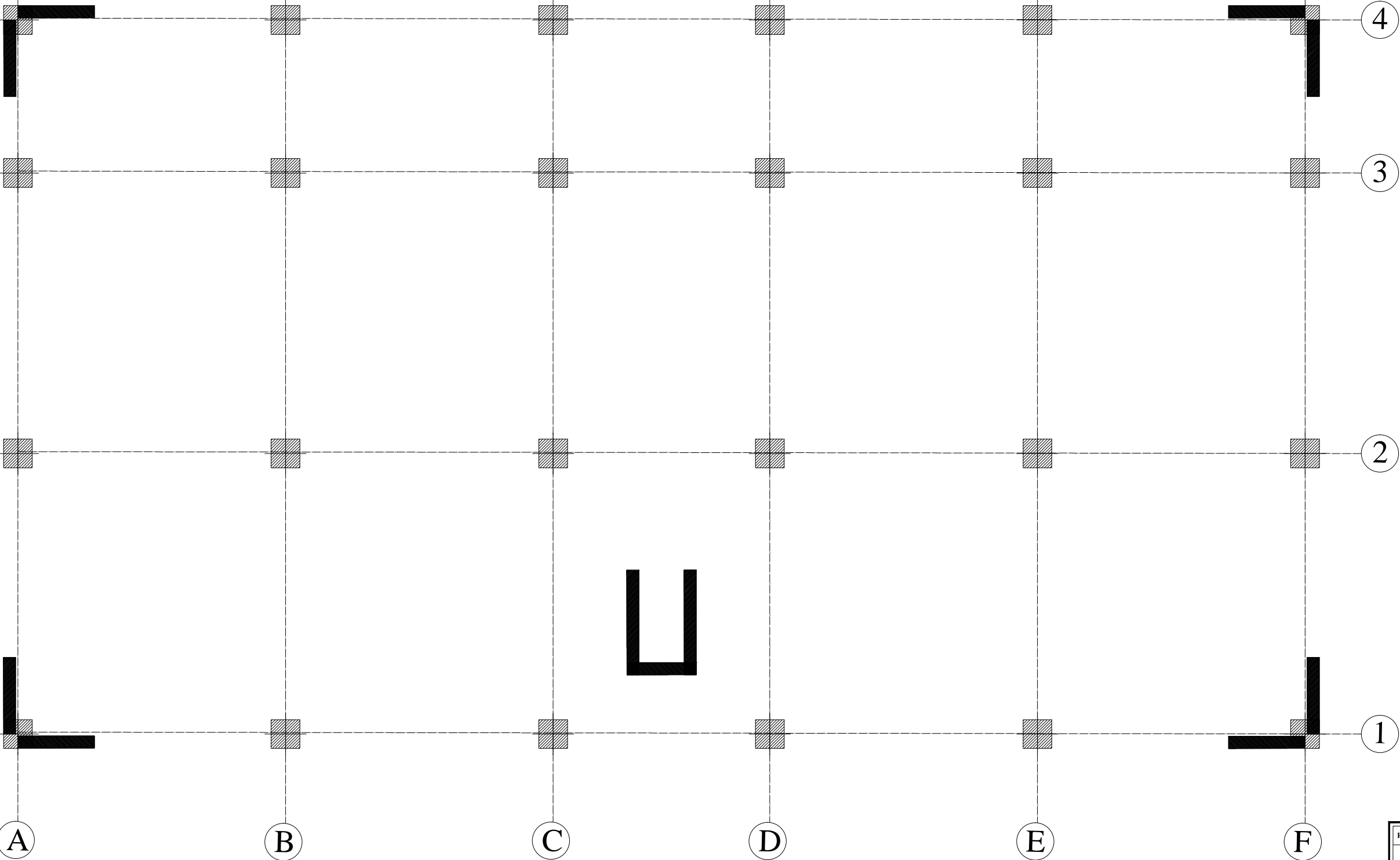


## Poutres Secondaires:Ps.:(30x35).



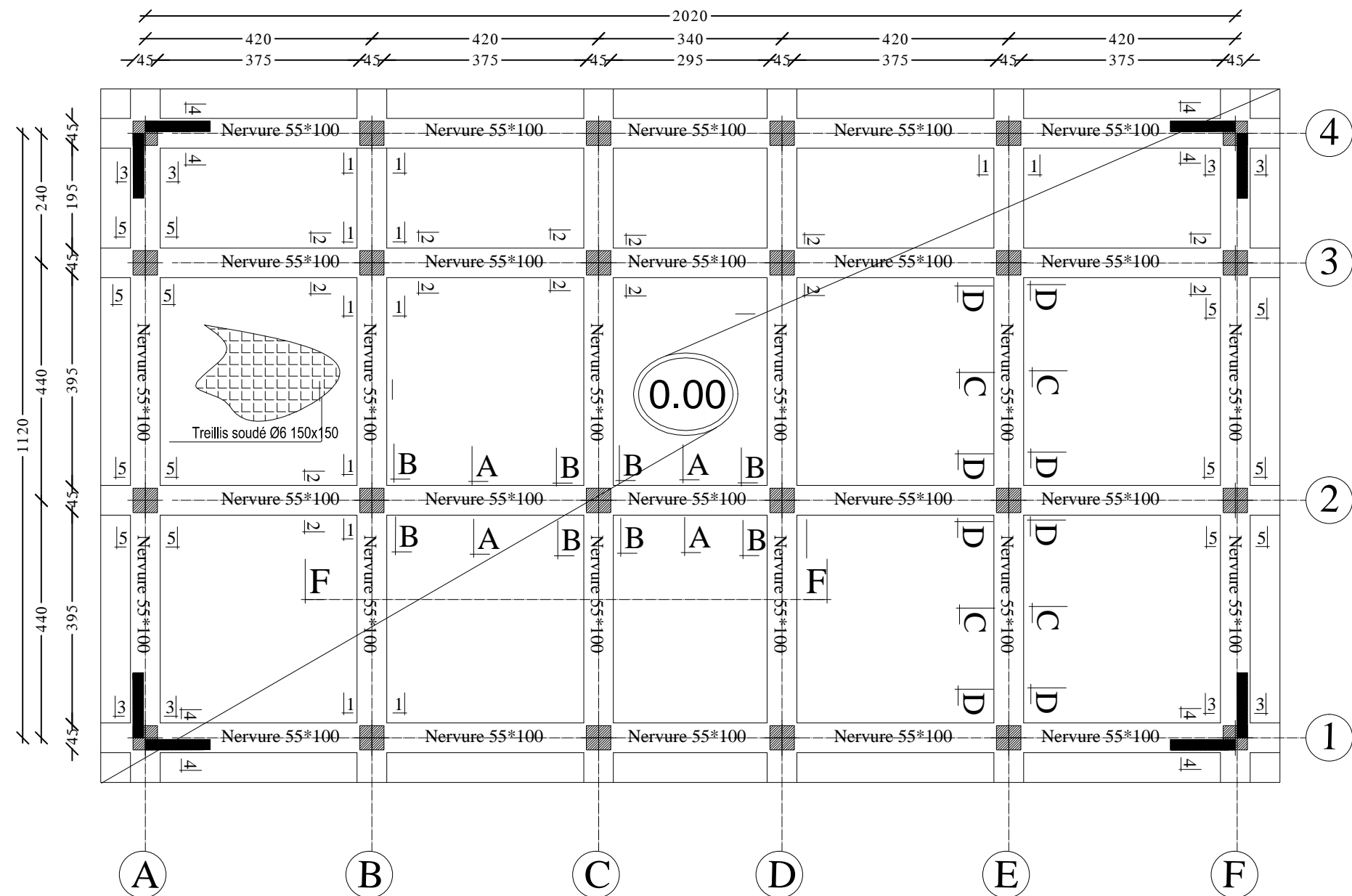
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<p align="center"><b>Mémoire de fin d'étude</b>  <b>PROJET:</b> CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN  R+6+ETAGE ATTIQUE  <b>A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL.</b></p>	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES	
Réalise par : AMIROUCHE kenza. KECHAD Anis. Encadrée par : MONSIEUR IDIR .	
<b><u>PLAN:</u> N°10</b>	<b>promotion :2019/ 2020</b>

# Disposition des voiles de contreventements

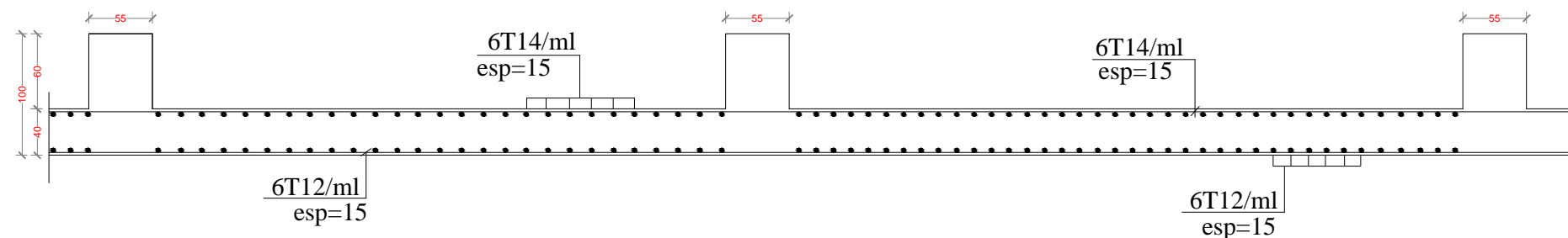


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN	
R+6+ETAGE ATTIQUE	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
DISPOSITION DES VOILES	
Réalise par : AMIROUCHE kenza.	
KECHAD Anis.	
Encadrée par : MONSIEUR IDIR .	
PLAN : N°06	promotion : 2019/ 2020

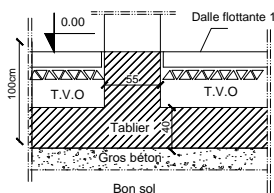
# Plan de coffrage plancher niveau : 0,00 m



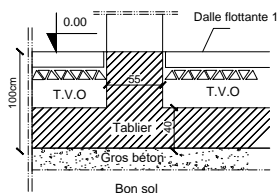
## COFFRAGE / FERRAILLAGE Dalle de radier coupe -F-F-



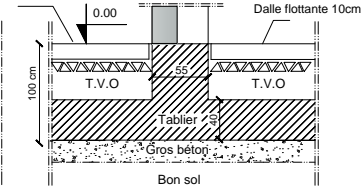
Coupe 1-1



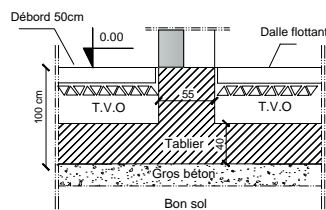
Coupe 2-2



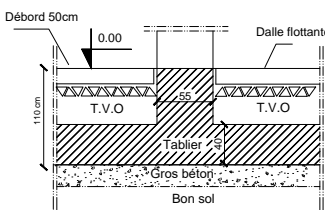
Coupe 3-3



Coupe 4-4



Coupe 5-5

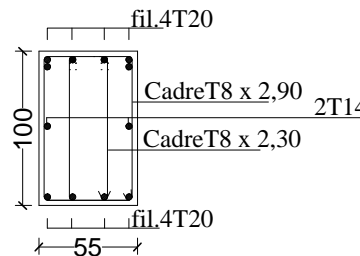


## FERRAILLAGE DE LA NERVURE

FILS \*1\*.\*2\*.\*3\*.\*4\*.

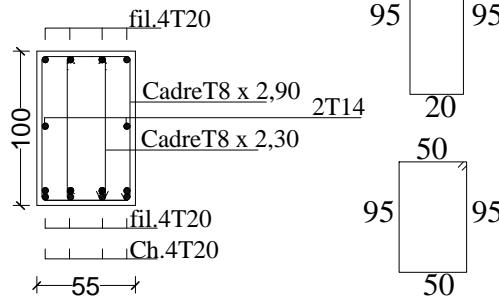
COUPE A-A

ECH 1/10



COUPE B-B

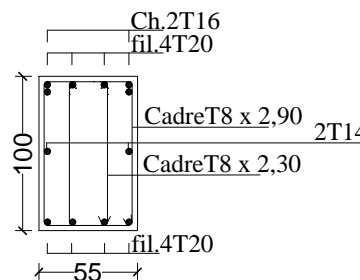
ECH 1/10



FILS \*A\*.\*B\*.\*C\*.\*D\*.\*E\*.\*F\*.

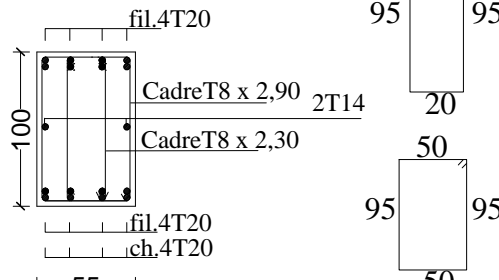
COUPE C-C

ECH 1/10



COUPE D-D

ECH 1/10



### NOTA:

Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m3 de CPA 325 Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m3 de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence)  $\sigma = 400\text{MPa}$
- d) Treillis soudés (T.S)  $\sigma = 520\text{MPa}$
- e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø
- f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU

Département Génie de la Construction

Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN

R+6+ETAGE ATTIQUE

A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

COFFRAGE / FERRAILLAGE DE RADIER

Réalise par : AMIROUCHE kenza.

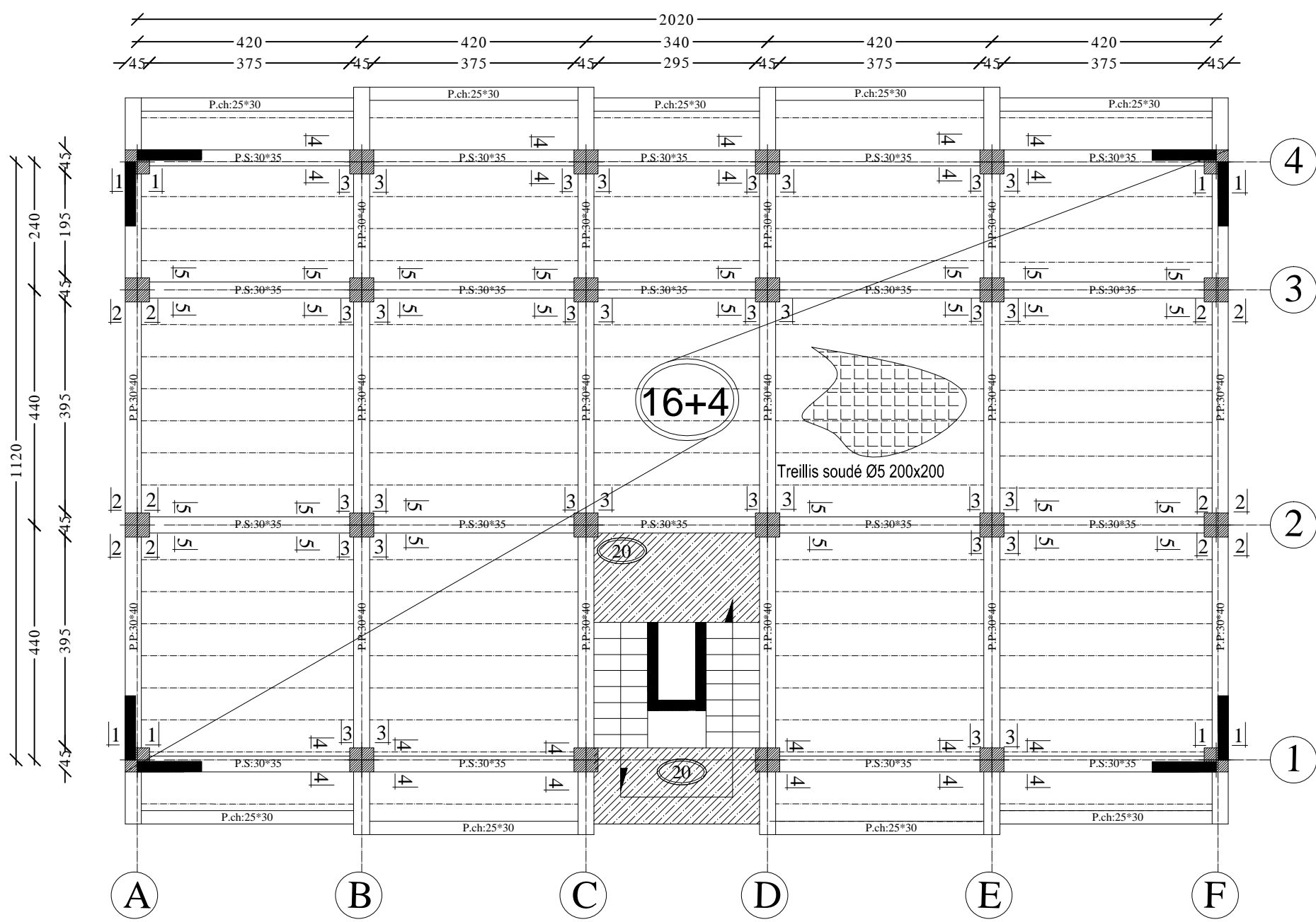
KECHAD Anis.

Encadrée par : MONSIEUR IDIR .

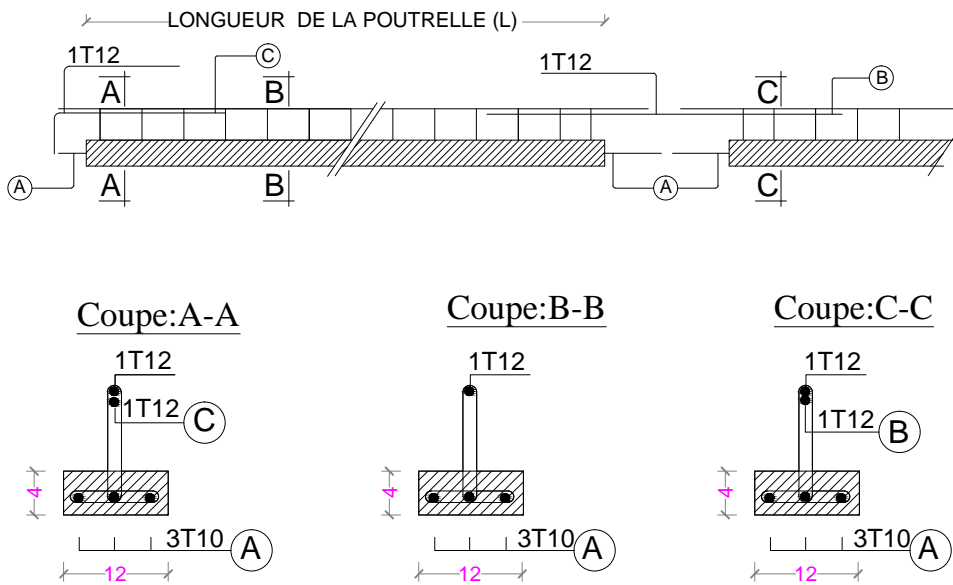
PLAN : N°07

promotion :2019/ 2020


# Plan de coffrage plancher niveau : +4,08 m



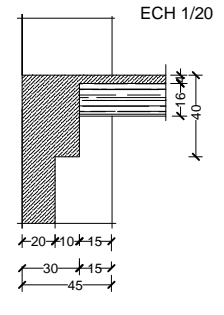
## Ferrailage des poutrelles



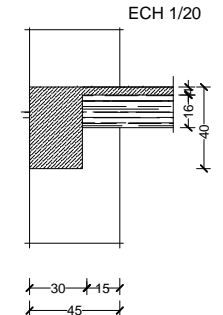
### TABLEAU DES POUTRELLES

Rep	Longeurs / L Poutrelle ( m )	Nuances			$\varnothing 8 \times 0.61$ esp15cm
		<u>A</u>			
01	420	3T12	420	<u>420</u>	
02	340	3T12	340	<u>340</u>	

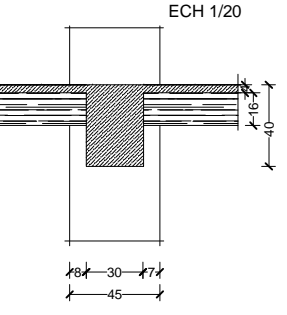
#### COUPE 1-1



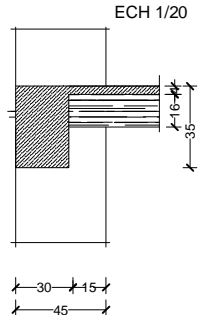
#### COUPE 2-2



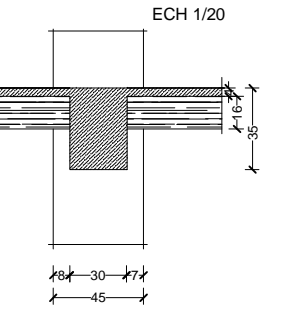
#### COUPE 3-3



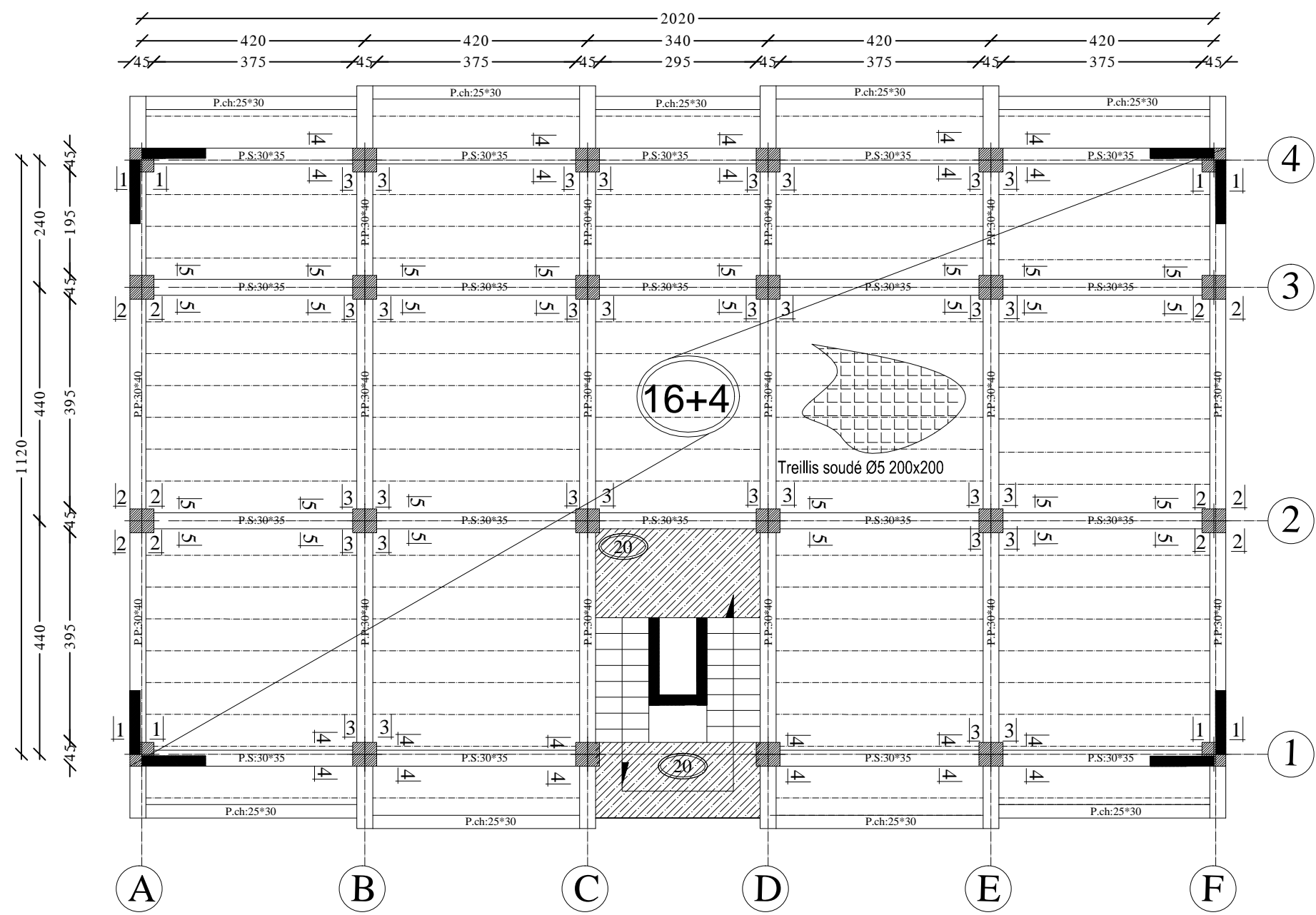
#### COUPE 4-4



#### COUPE 5-5



Plan de coffrage plancher niveau : +7,14;10,2 m



Ferrailage des poutrelles

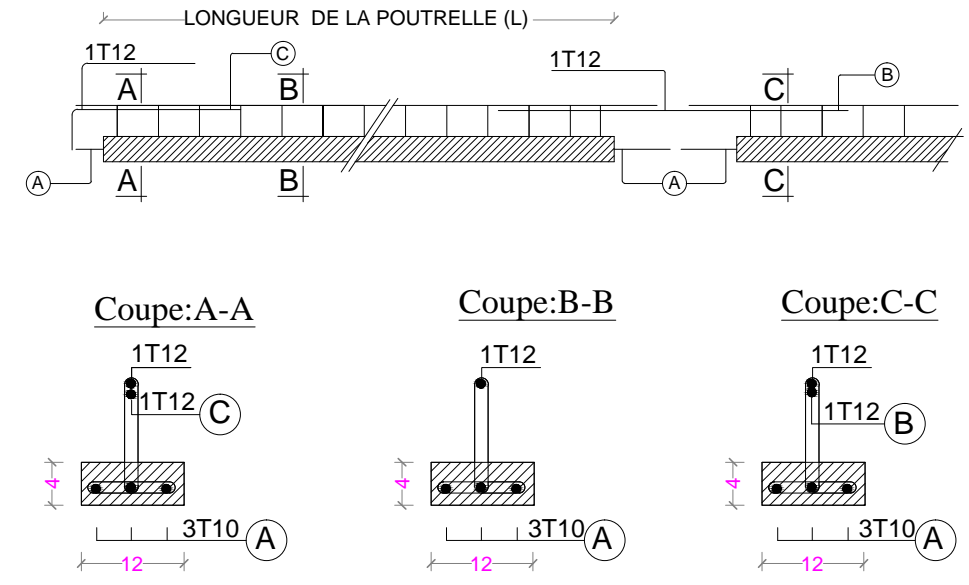
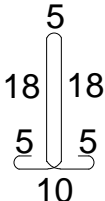
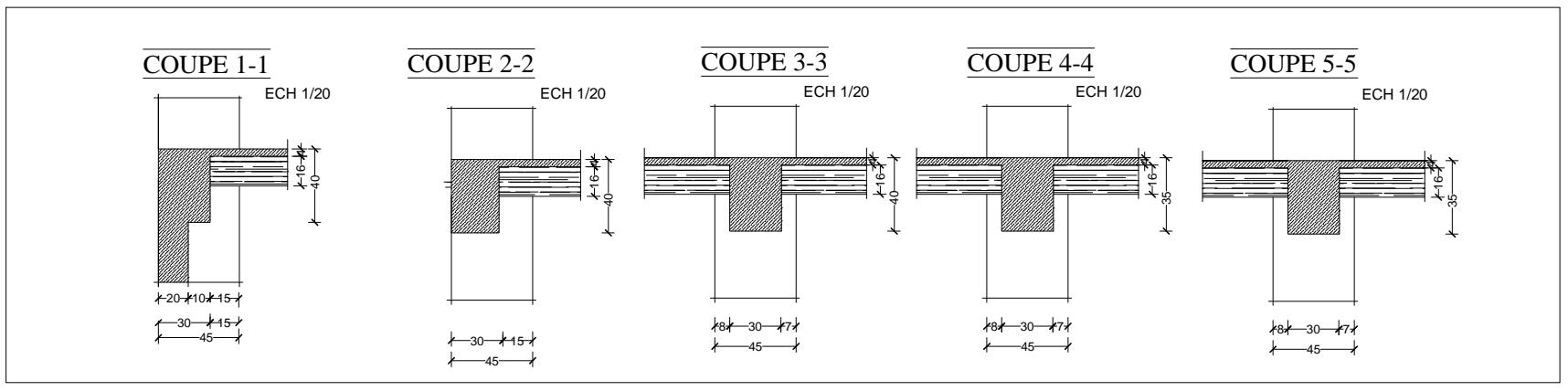


TABLEAU DES POUTRELLES					Ø8x0.61 esp15cm 
Rep	Longeurs / L Poutrelle ( m )	Nuances			
		<u>A</u>			
01	420	3T12	420	<u>420</u>	
02	340	3T12	340	<u>340</u>	



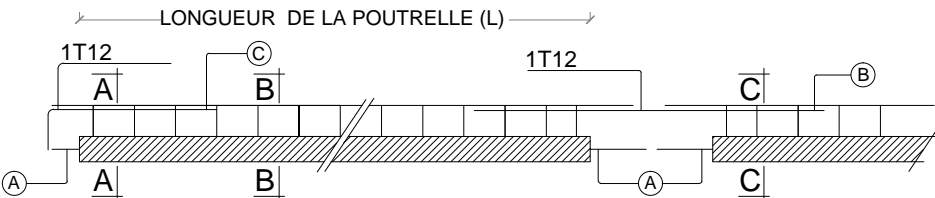
NOTA:  
Caractéristique des matériaux :  
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m3 de CPA 325  
Fc28=25Mpa.  
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m3 de CPA 325.  
c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPA  
d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPA  
e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø  
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU  
Département Génie de la Construction  
Filière Génie Civil  
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE  
Mémoire de fin d'étude  
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN  
R+6+ETAGE ATTIQUE  
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

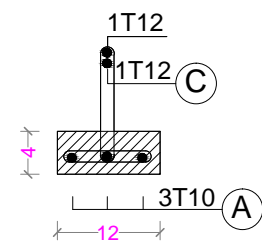
COFFRAGE / FERRAILAGE DES PLANCHER  
Réalise par : AMIROUCHE kenza.  
KECHAD Anis.  
Encadrée par : MONSIEUR IDIR .

PLAN : N°02  
promotion :2019/ 2020

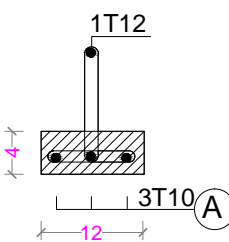
Ferrailage des poutrelles



Coupe:A-A



Coupe:B-B



Coupe:C-C

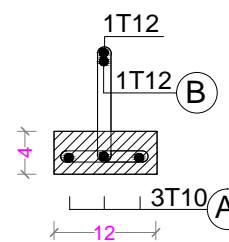
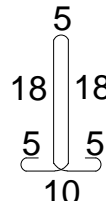
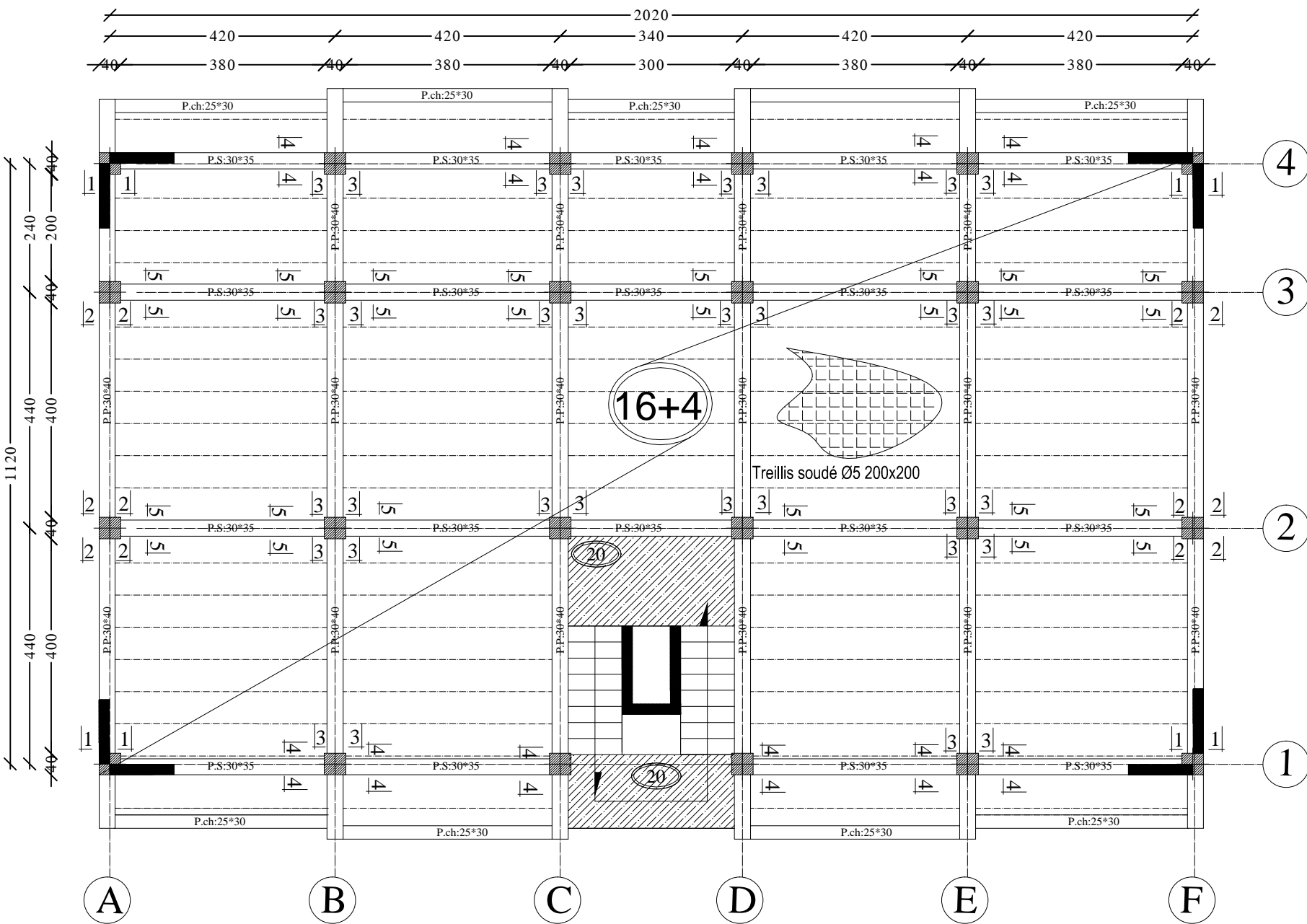


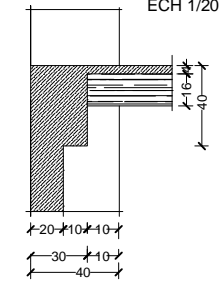
TABLEAU DES POUTRELLES

Rep	Longeurs / L Poutrelle ( m )	Nuances			Ø8x0.61 esp15cm
		<u>A</u>			
01	420	3T12	420	<u>420</u>	
02	340	3T12	340	<u>340</u>	

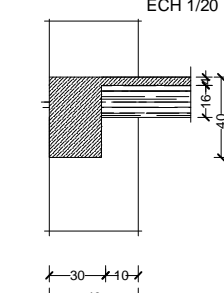
Plan de coffrage plancher niveau :+13,26;16,32;19,38 m



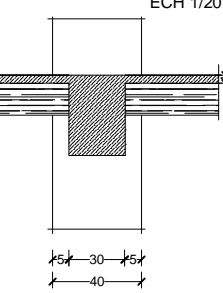
COUPE 1-1



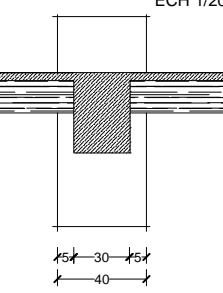
COUPE 2-2



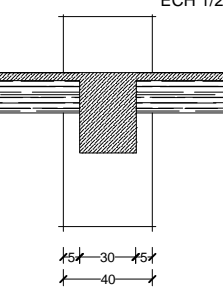
COUPE 3-3



COUPE 4-4



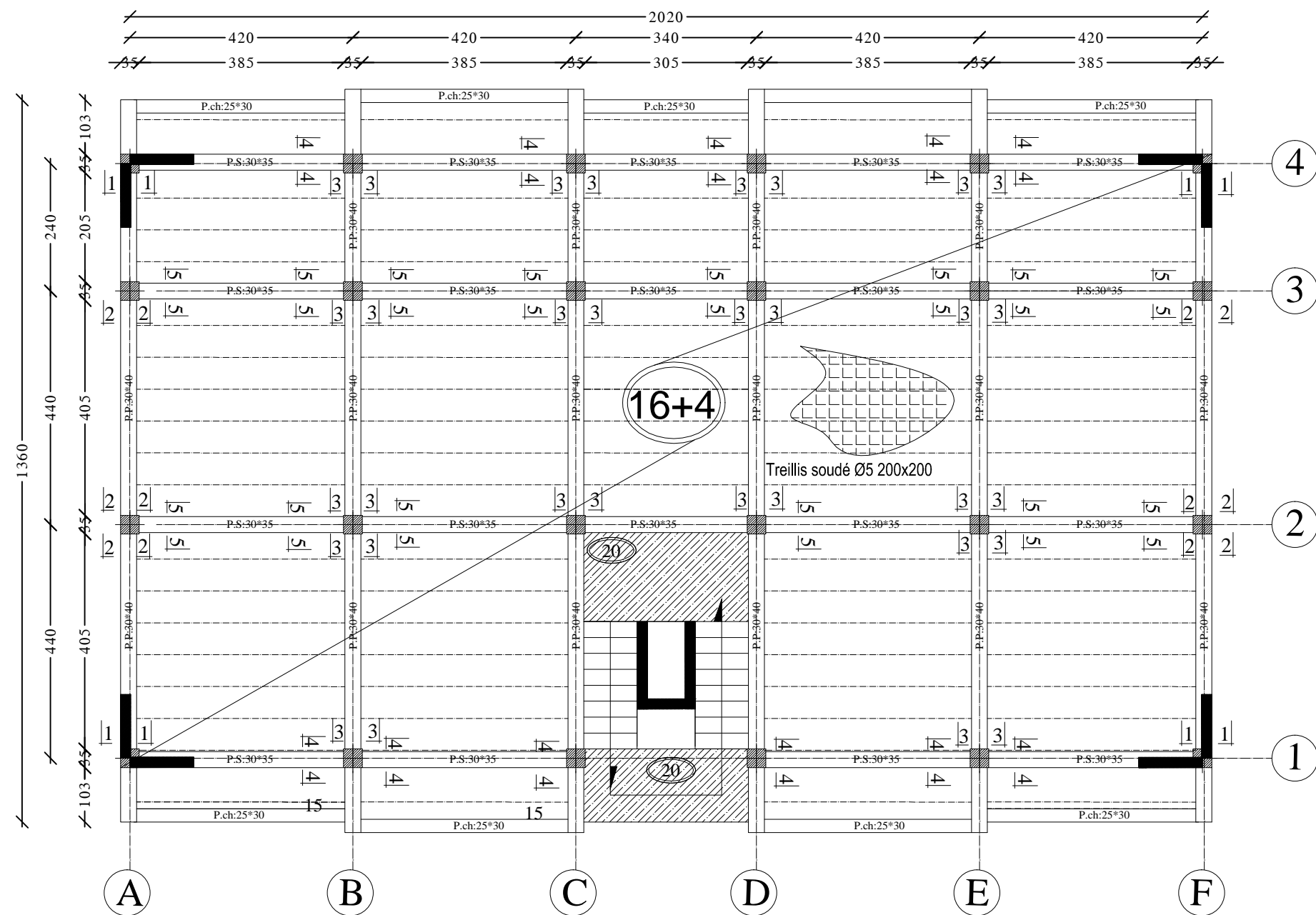
COUPE 5-5



NOTA:  
Caractéristique des matériaux :  
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m3 de CPA 325  
Fc28=25Mpa.  
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m3 de CPA 325.  
c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPa  
d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa  
e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø  
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage



# Plan de coffrage plancher niveau :+22,44 m



## Ferrailage des poutrelles

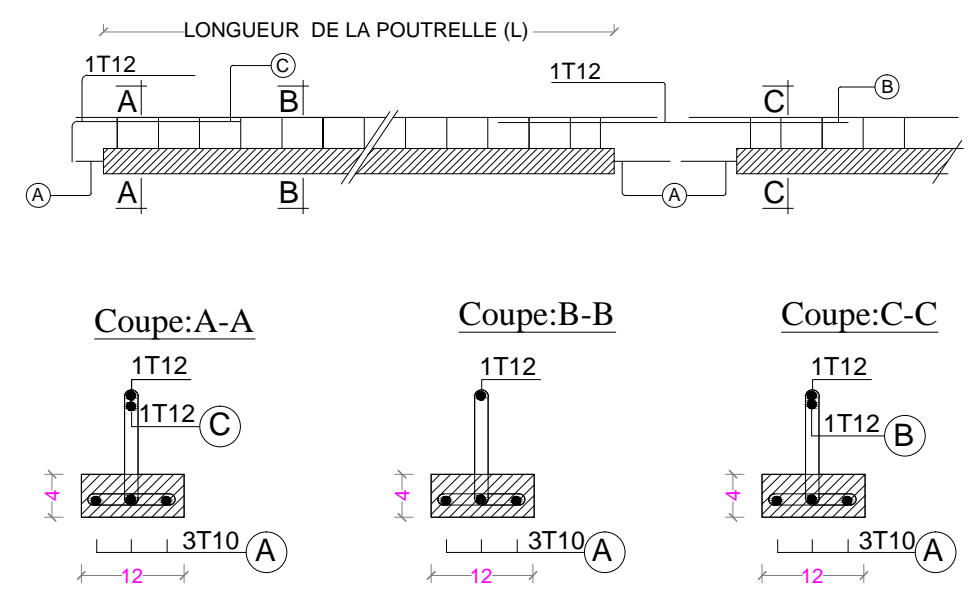
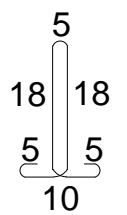
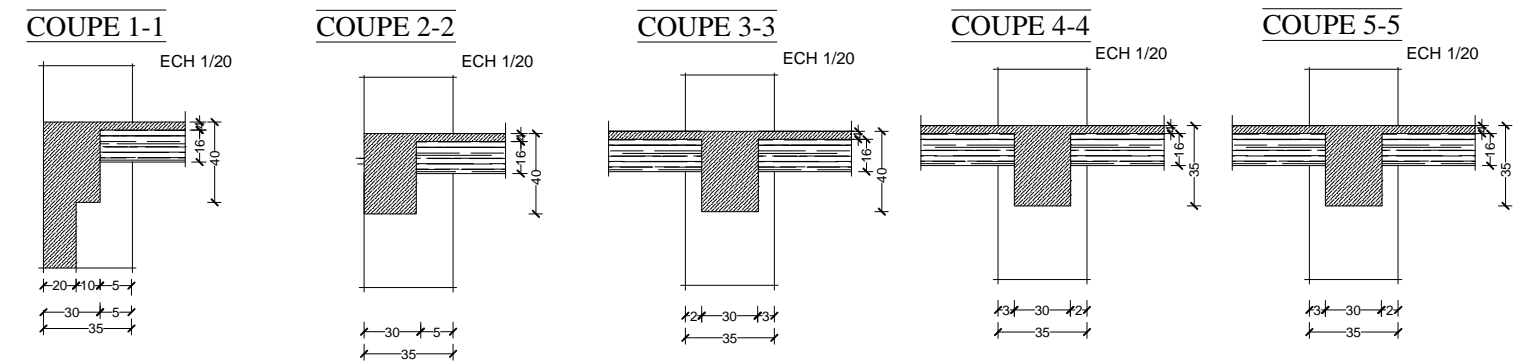


TABLEAU DES POUTRELLES					Ø8x0.61 esp15cm 
Rep	Longeurs / L Poutrelle ( m )	Nuances			
		<u>A</u>			
01	420	3T12	420	<u>420</u>	
02	340	3T12	340	<u>340</u>	



NOTA:  
Caractéristique des matériaux :

a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m3 de CPA 325  
F<sub>c</sub>28=25Mpa.  
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m3 de CPA 325.  
c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPa  
d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa  
e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø  
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU  
Département Génie de la Construction  
Filière Génie Civil  
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude  
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN  
R+6+ETAGE ATTIQUE  
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

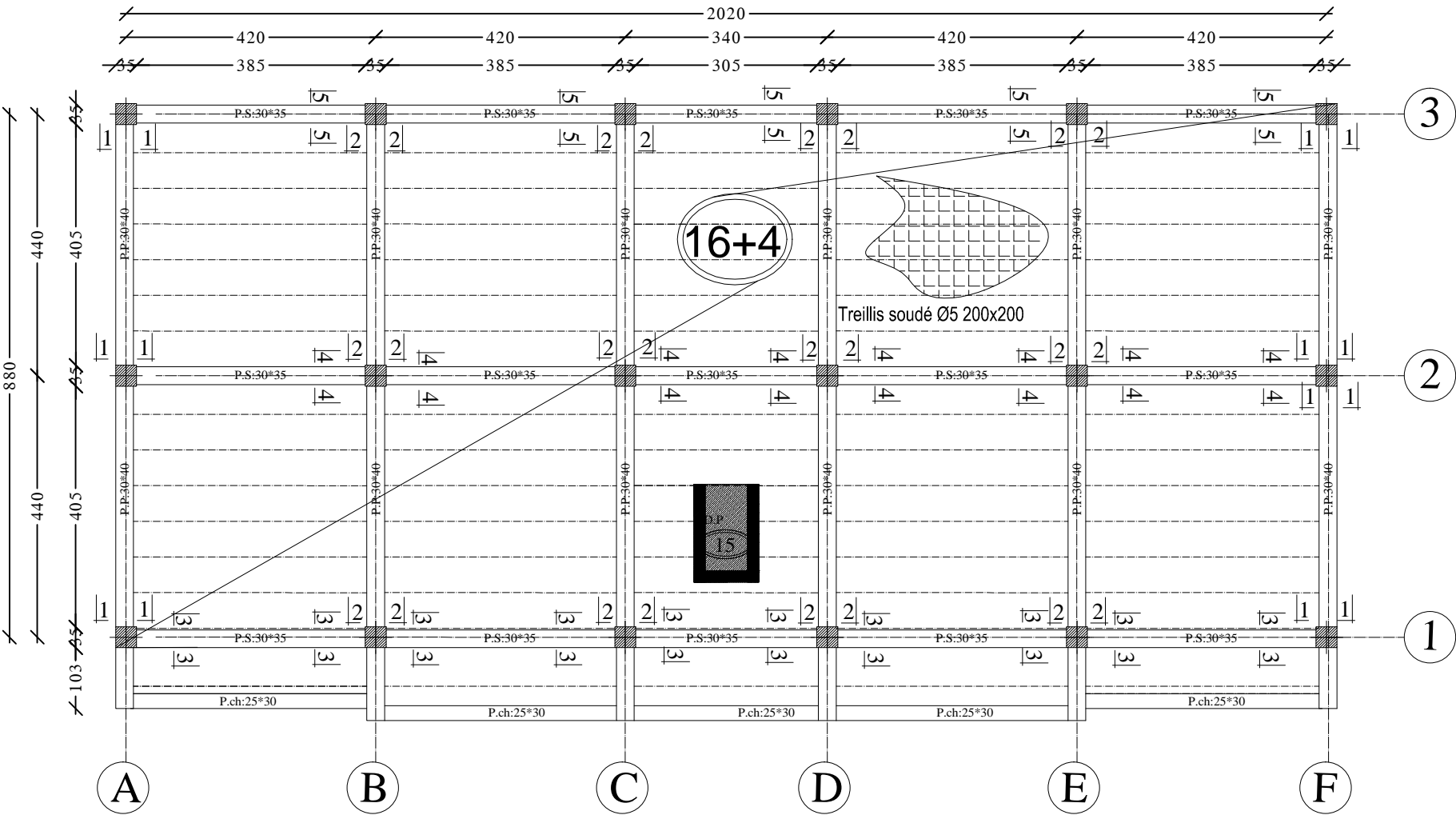
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES PLANCHER

Réalise par : AMIROUCHE kenza.  
KECHAD Anis.  
Encadrée par : MONSIEUR IDIR .

PLAN : N°04

promotion :2019/ 2020

Plan de coffrage plancher niveau :+25,14 m



Ferrailage des poutrelles

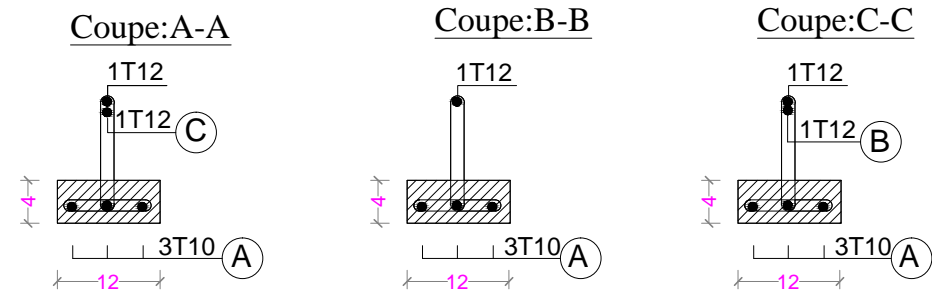
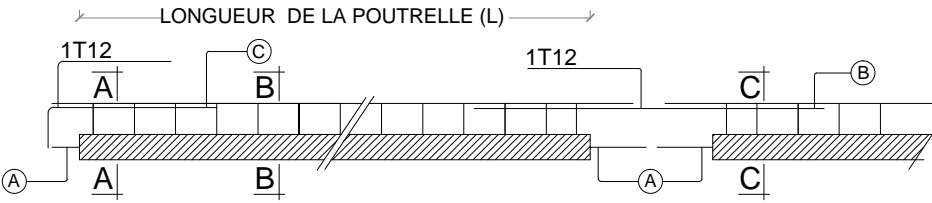
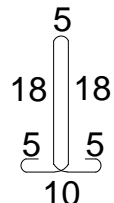
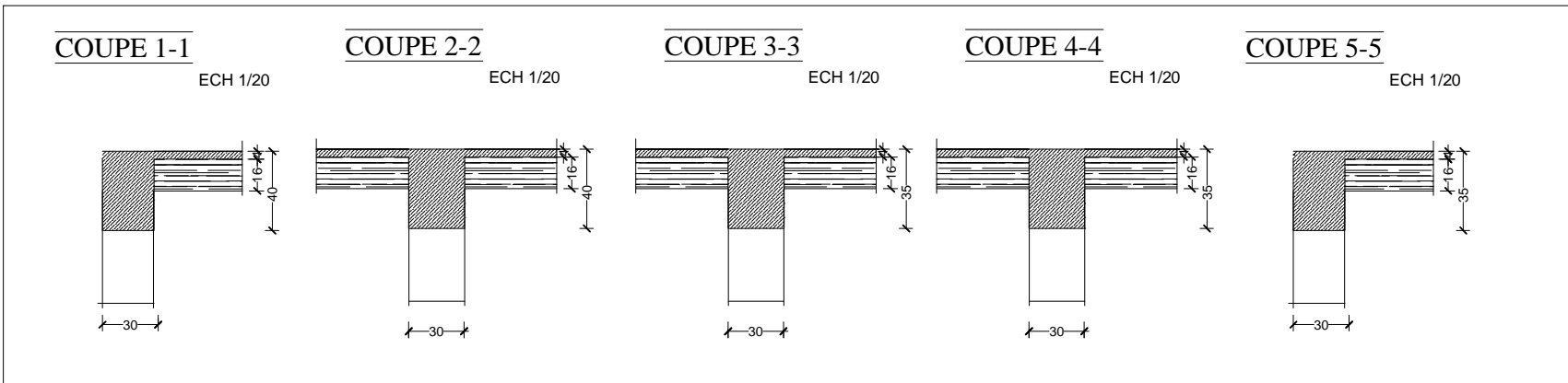


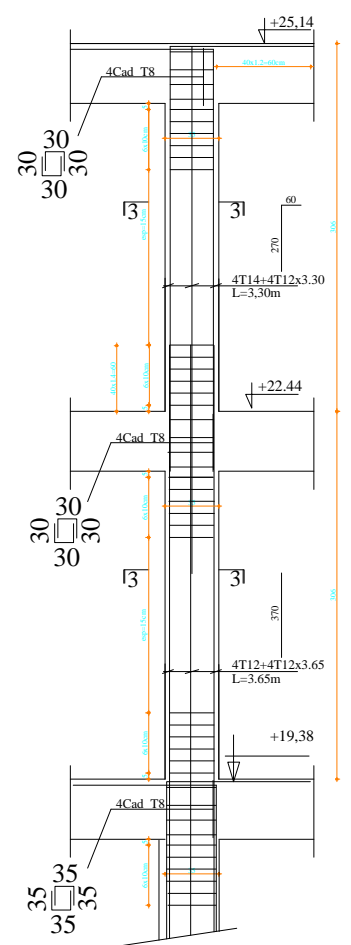
TABLEAU DES POUTRELLES					Ø8x0.61 esp15cm 
Rep	Longeurs / L Poutrelle ( m )	Nuances			
		<u>A</u>			
01	420	3T12	420	<u>420</u>	
02	340	3T12	340	<u>340</u>	



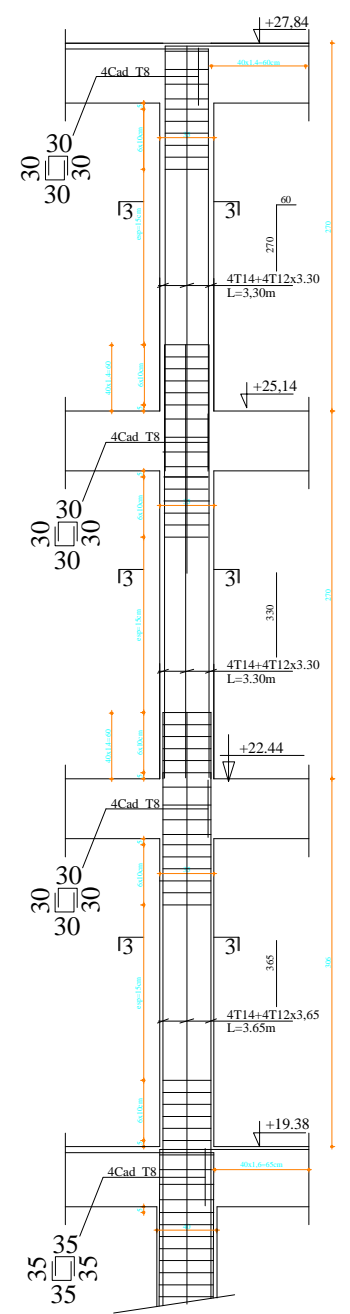
NOTA:  
Caractéristique des matériaux :  
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m3 de CPA 325  
F<sub>c</sub>28=25Mpa.  
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m3 de CPA 325.  
c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPa  
d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa  
e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø  
f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage



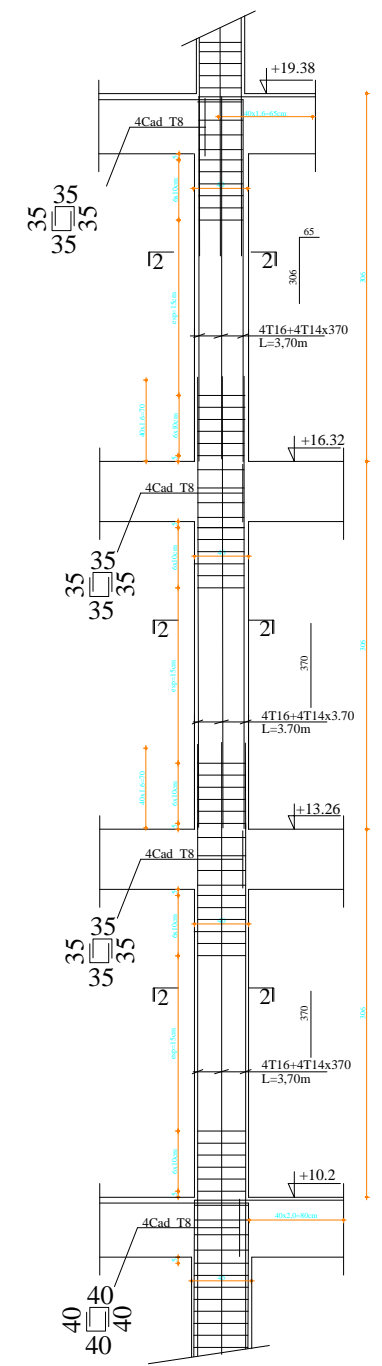
POTEAU 35\*35



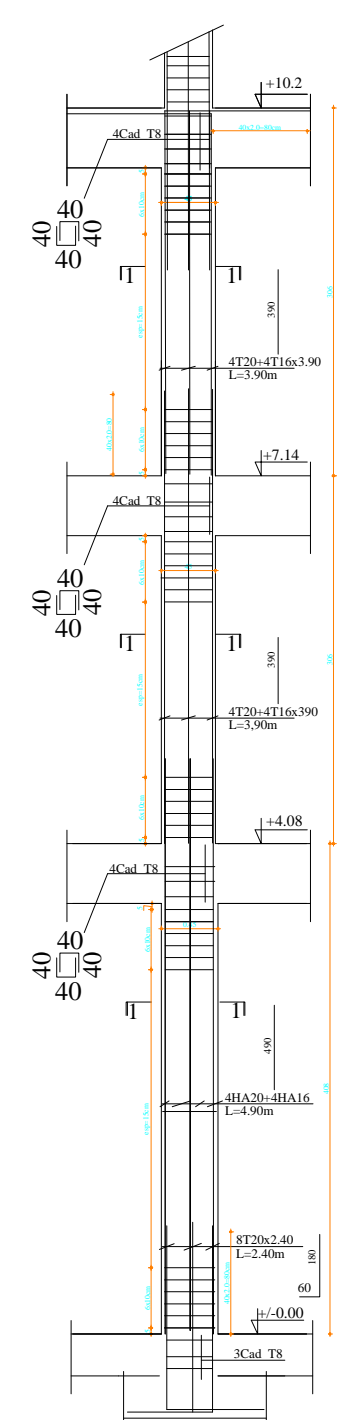
POTEAU 35\*35



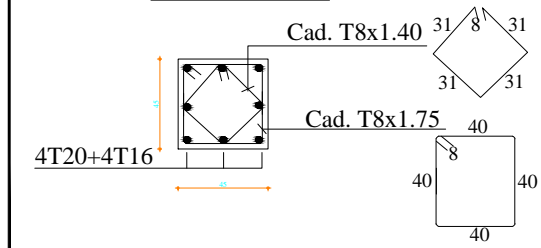
POTEAU 40\*40



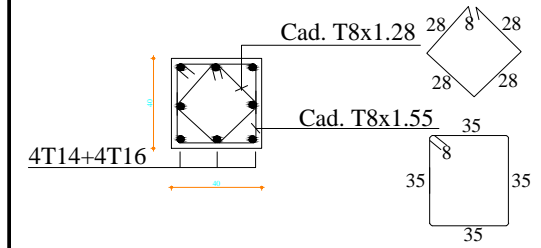
POTEAU 45\*45



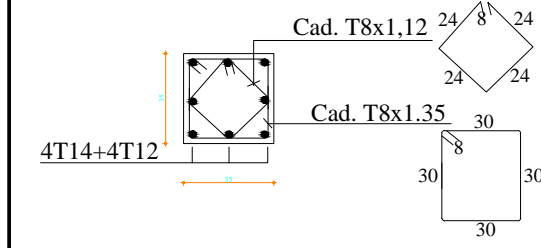
COUPE 1-1  
1--1



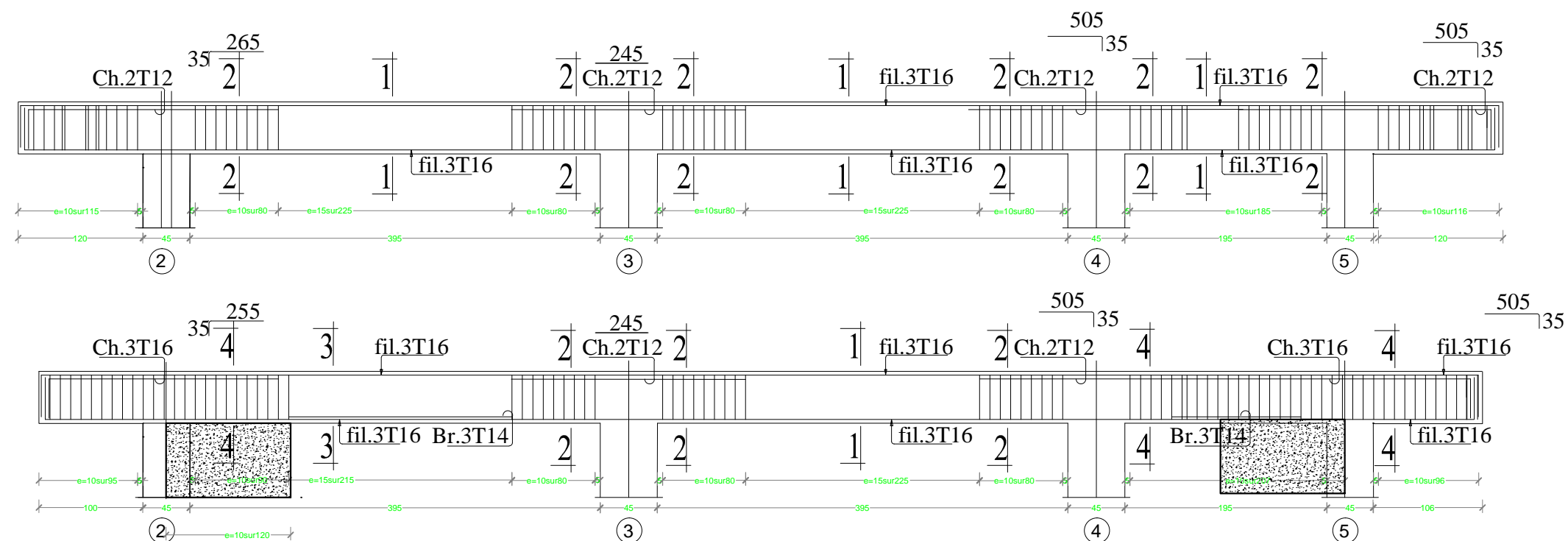
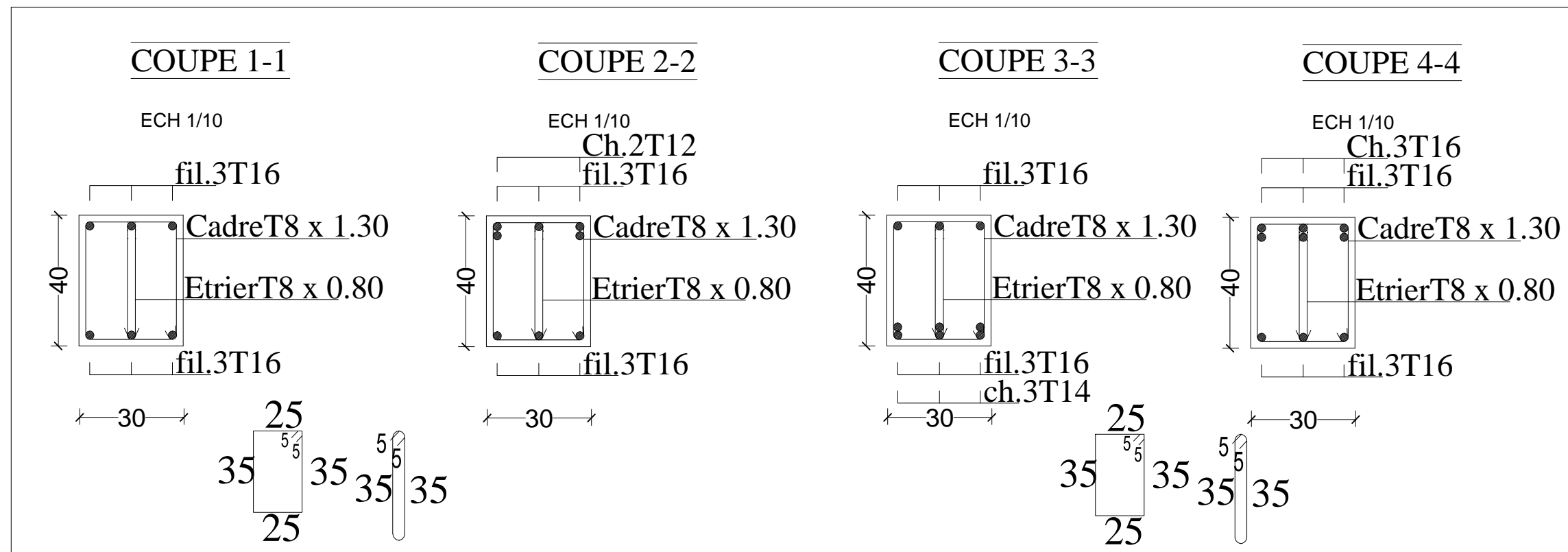
COUPE 2-2  
2--2



COUPE 3-3  
3--3

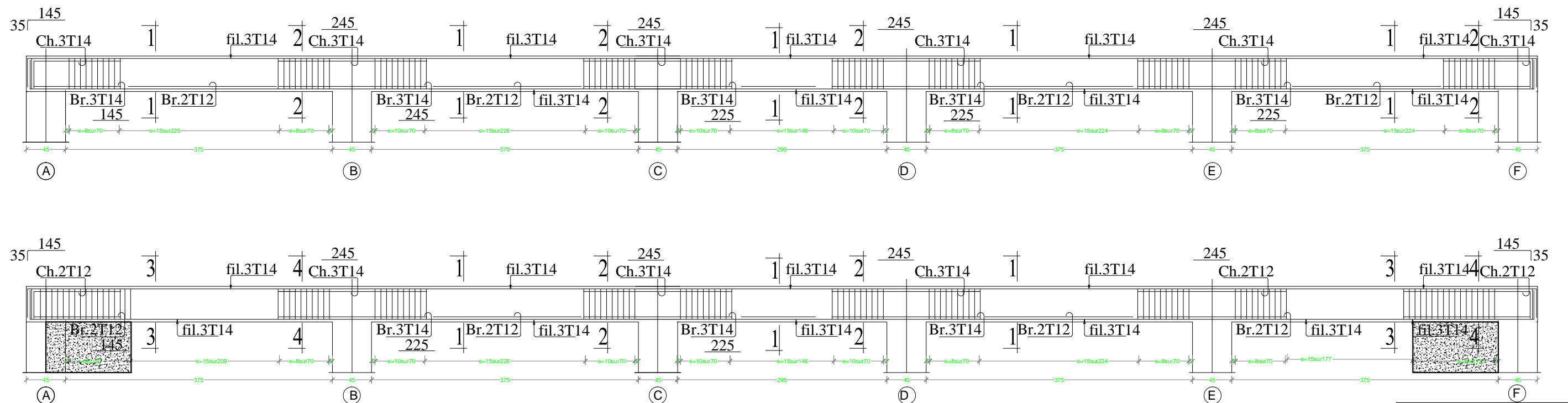
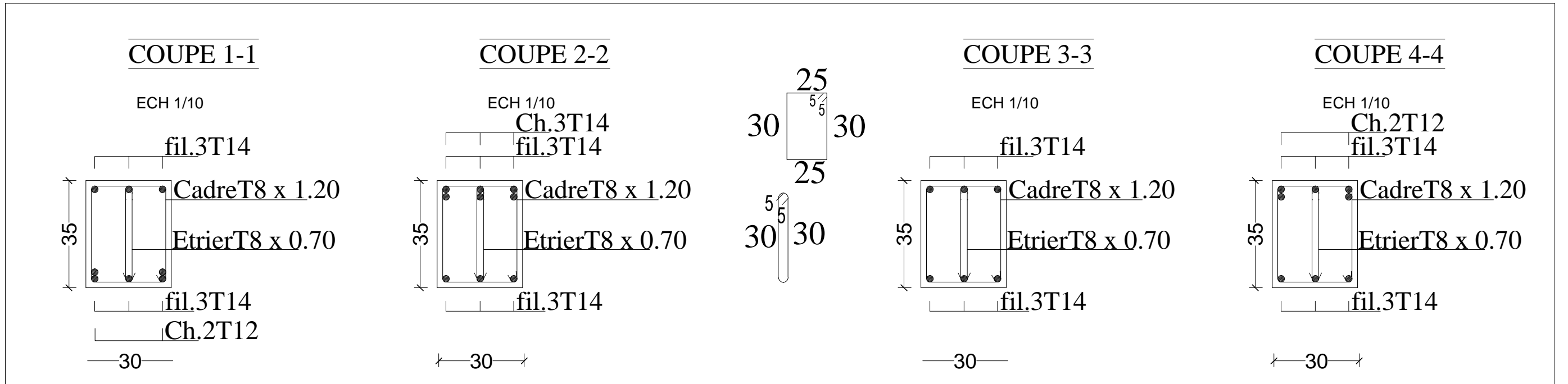


Poutres Principales:PP.:(30x40).



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI TIZI OUAZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d' étude	
<u>PROJET:</u> CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN	
R+6+ETAGE ATTIQUE	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES POUTRES	
PRINCIPALES	
Réalise par : AMIROUCHE kenza.	
KECHAD ANIS.	
Encadrée par : MONSIEUR IDRIR .	
<u>PLAN : N°09</u>	promotion :2019/ 2020

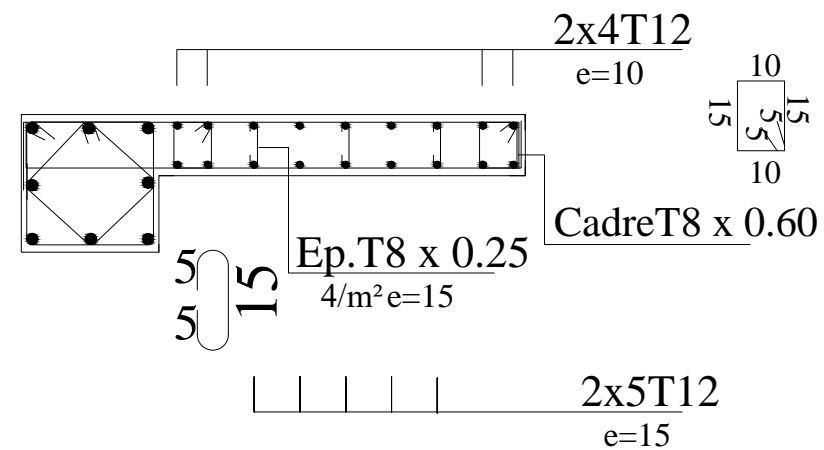
## Poutres Secondaires:Ps.:(30x35).



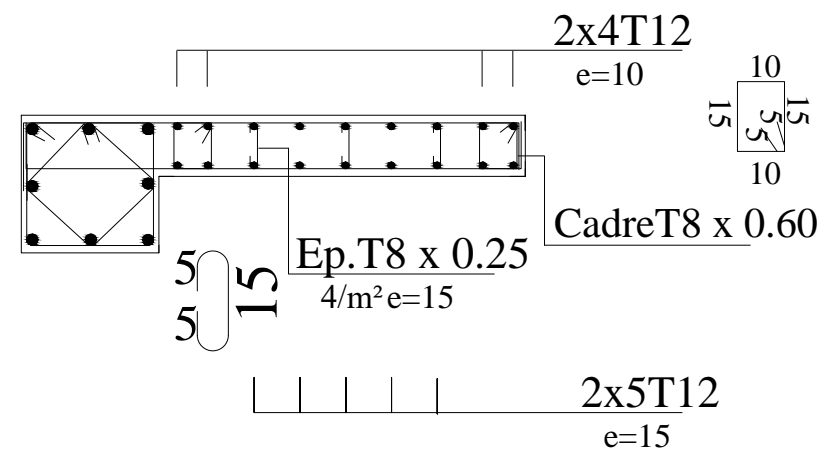
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<p><b>Mémoire de fin d'étude</b>  <u>PROJET:</u> CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN  R+6+ETAGE ATTIQUE  A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL</p>	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES	
Réalisation par : AMIROUCHE kenza. KECHAD Amis.	
Encadrée par : MONSIEUR IDRIR .	
<b><u>PLAN : N°10</u></b>	<b>promotion : 2019/ 2020</b>

## VOILE : V10,V11

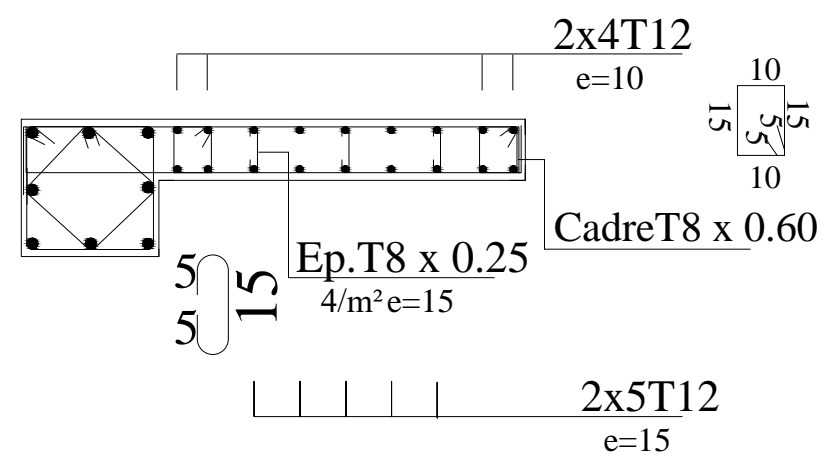
### Zone -I-



### Zone -II-

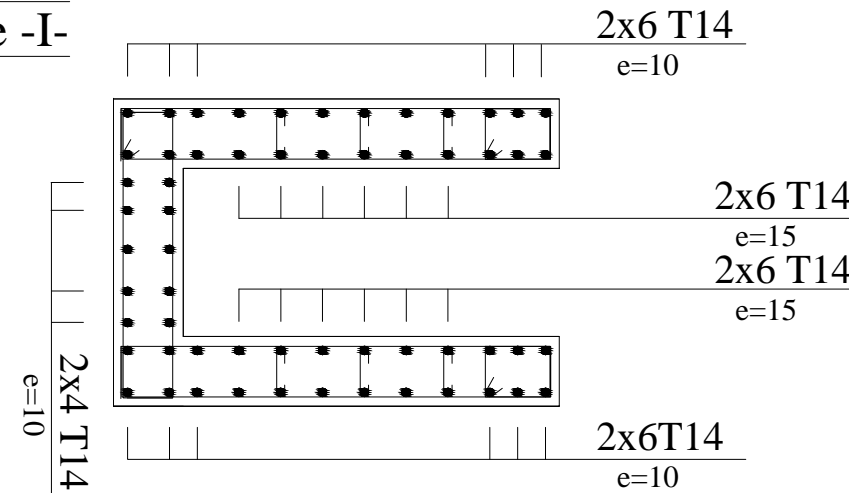


### Zone -III-

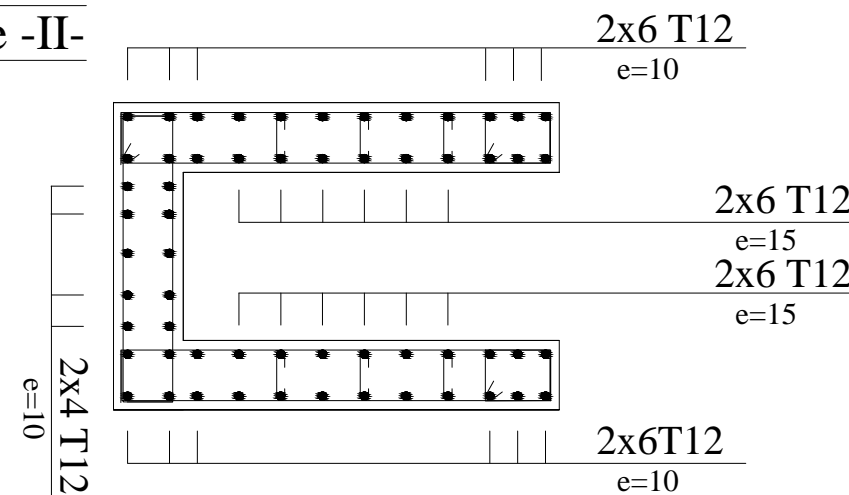


## VOILE :SALLE MACHINE

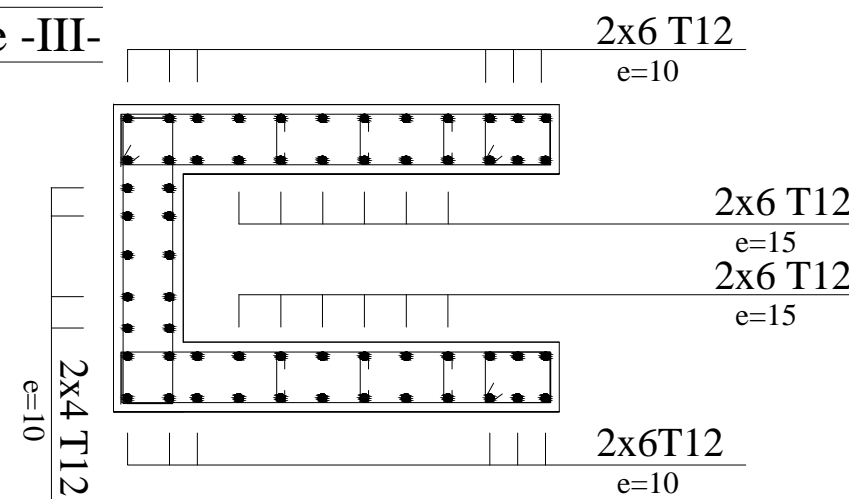
### Zone -I-



### Zone -II-



### Zone -III-



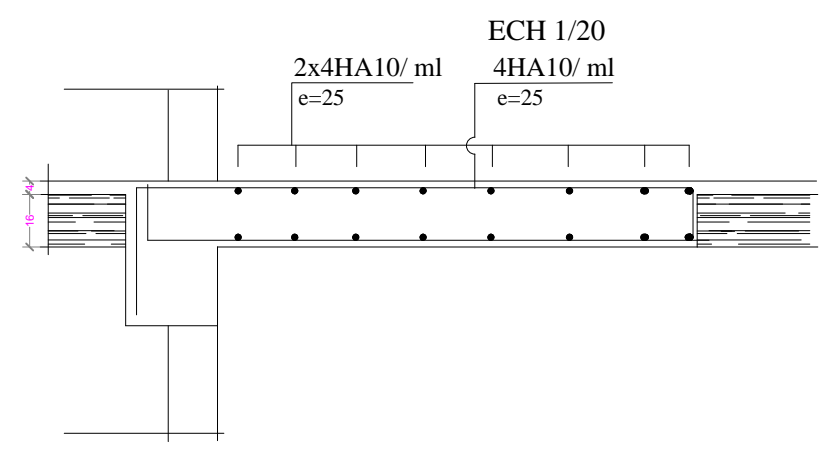
#### NOTA:

##### Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325
- Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence)  $\sigma = 400\text{MPa}$
- d) Treillis soudés (T.S)  $\sigma = 520\text{MPa}$
- e) Longueur de recouvrement est de 40  $\varnothing$
- f) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN	
R+6+ETAGE ATTIQUE	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES VOILES	
Réalise par : AMIROUCHE kenza.	
KECHAD Anis.	
Encadrée par : MONSIEUR IDIR .	
PLAN : N°11	promotion : 2019/ 2020

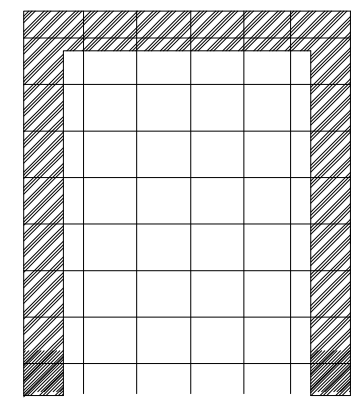
**Ferrailage dalle salle machine**



**Ferrailage en travée**

4HA10/e=25cm

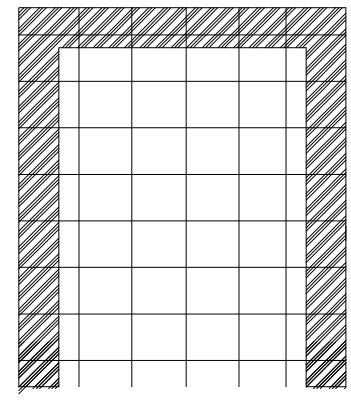
4HA10/ml  
e=25cm



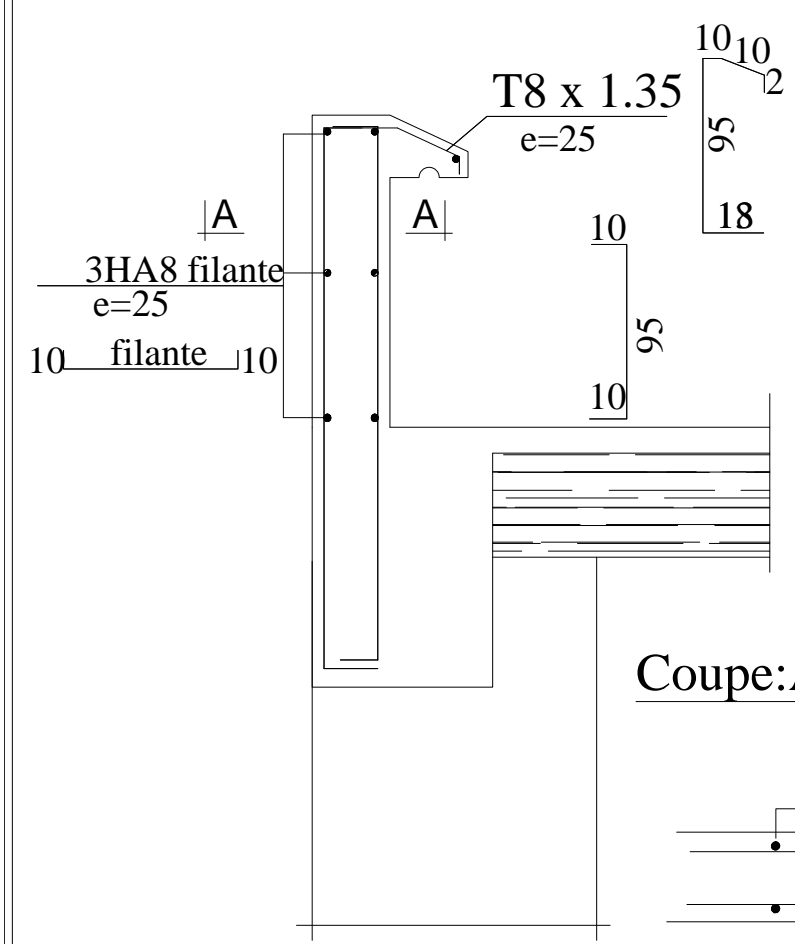
**Ferrailage au appuis**

4HA10/e=25cm

4HA10/ml  
e=25cm

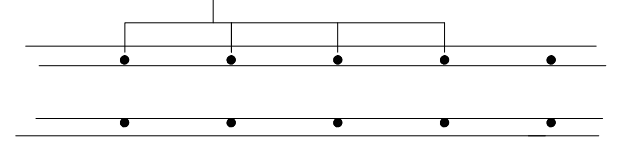


**Ferrailage de l'acrotère**

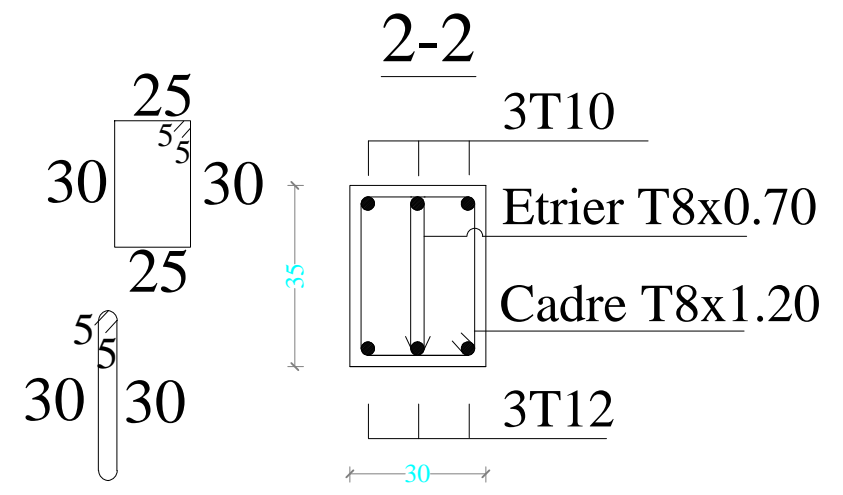
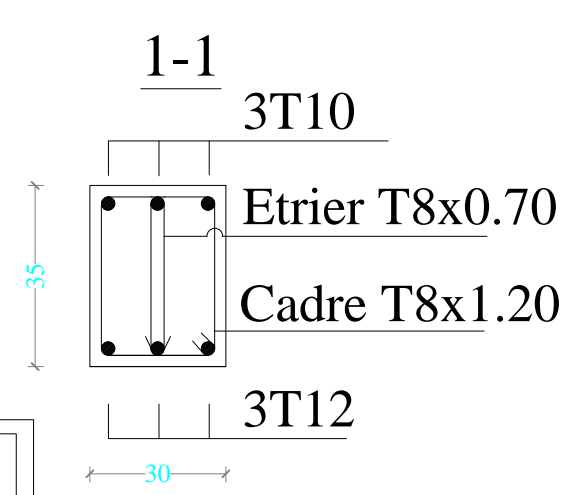
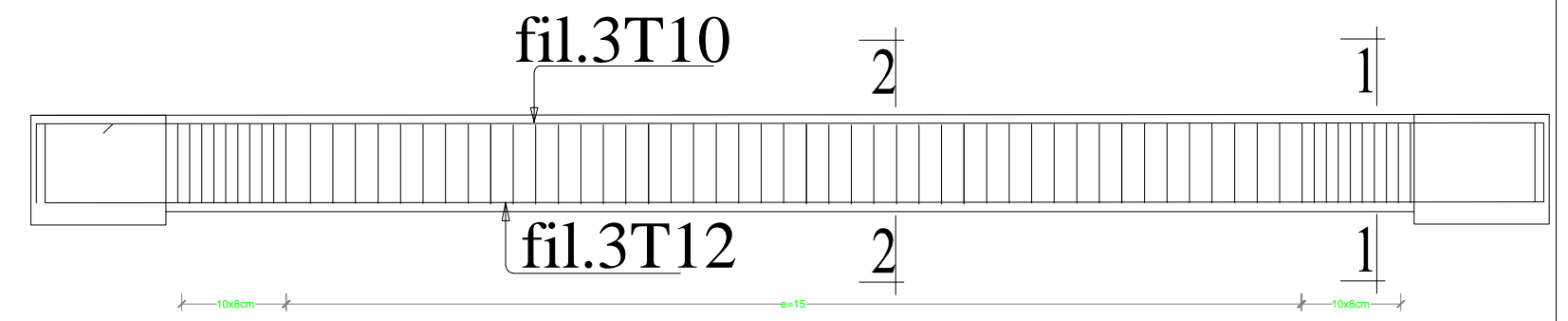


Coupe:A-A

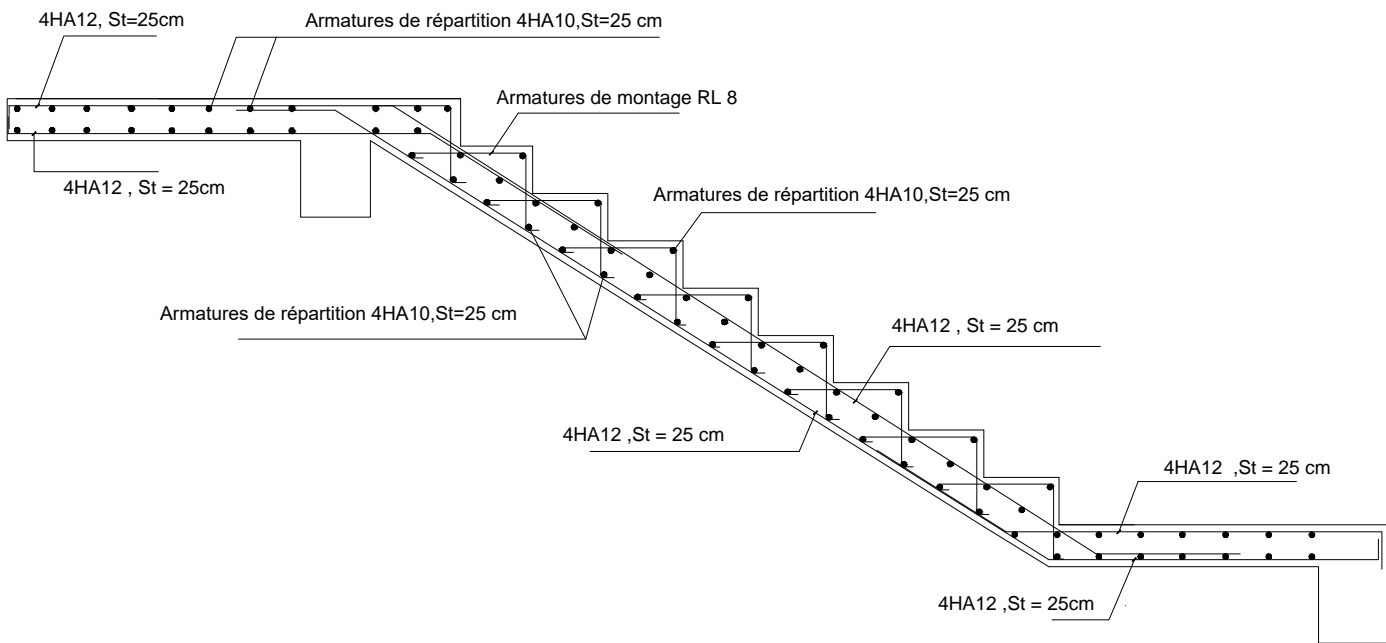
4HA8/ml  
e=25



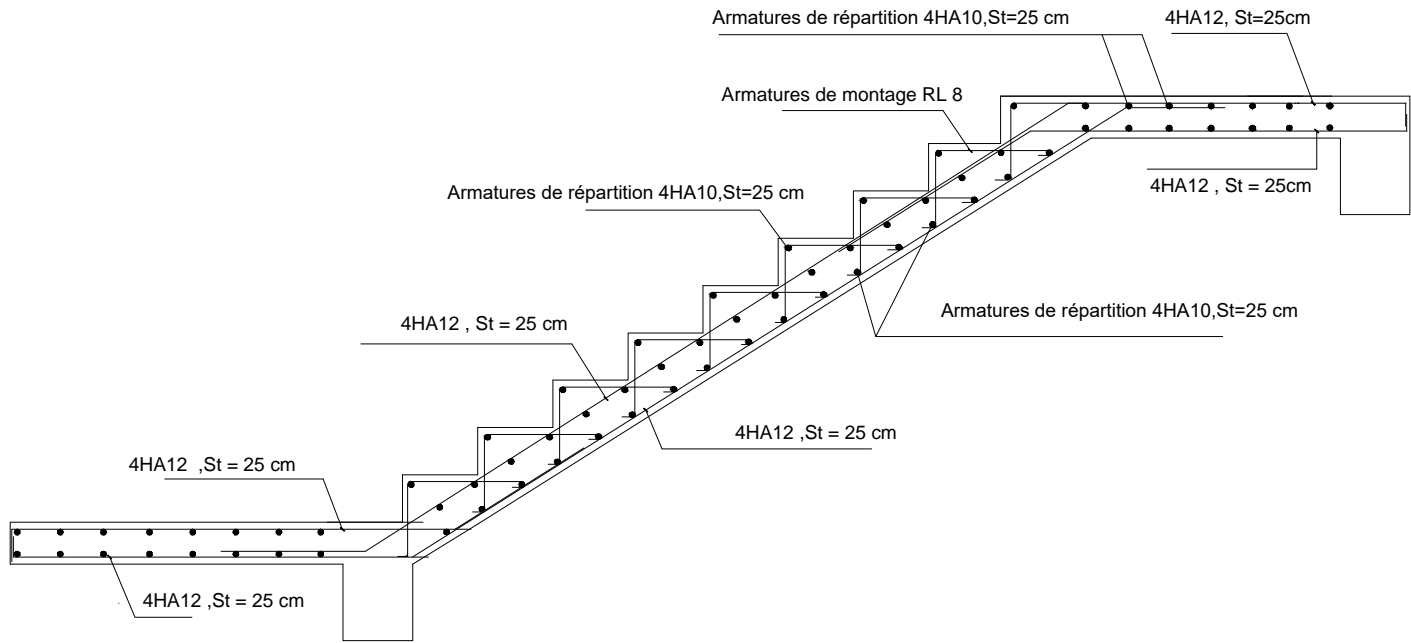
**FERRAILLAGE : POUTRE DE CHINAGE (30X35)**



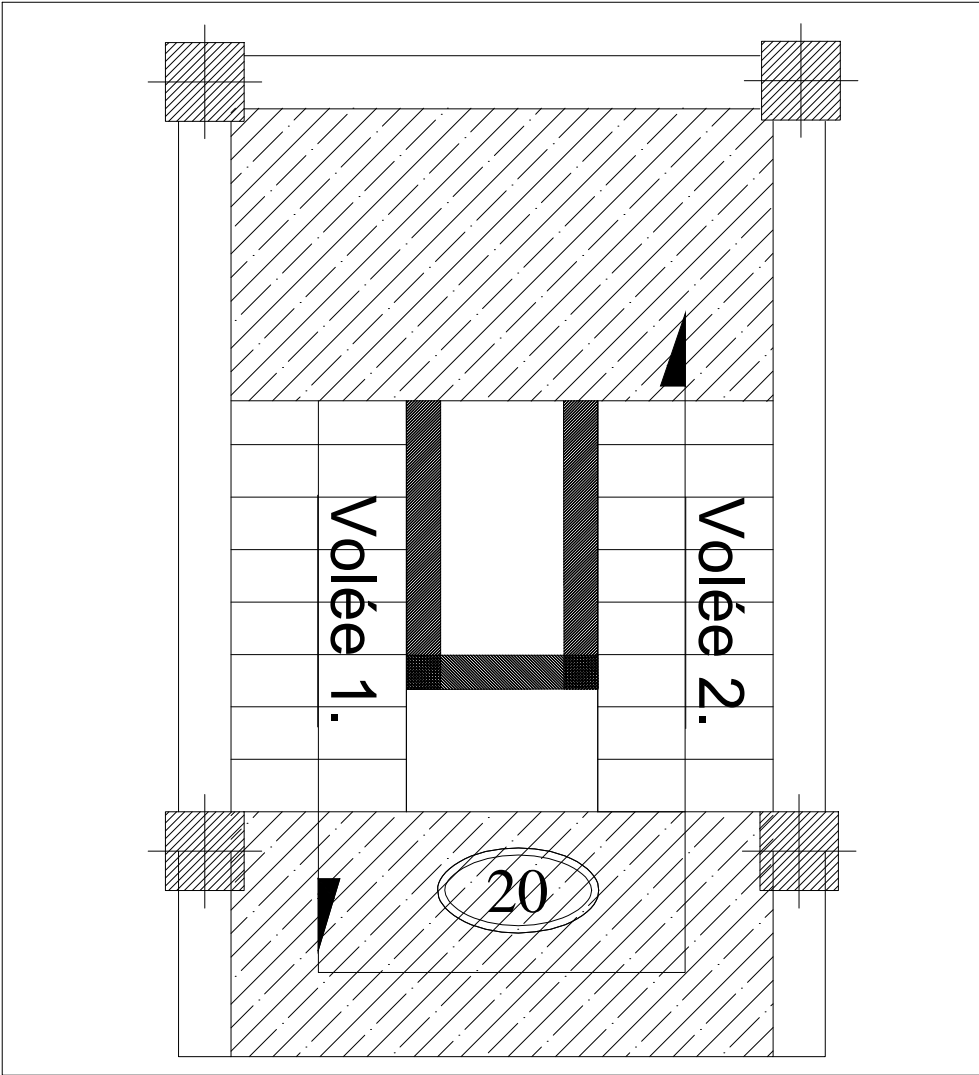
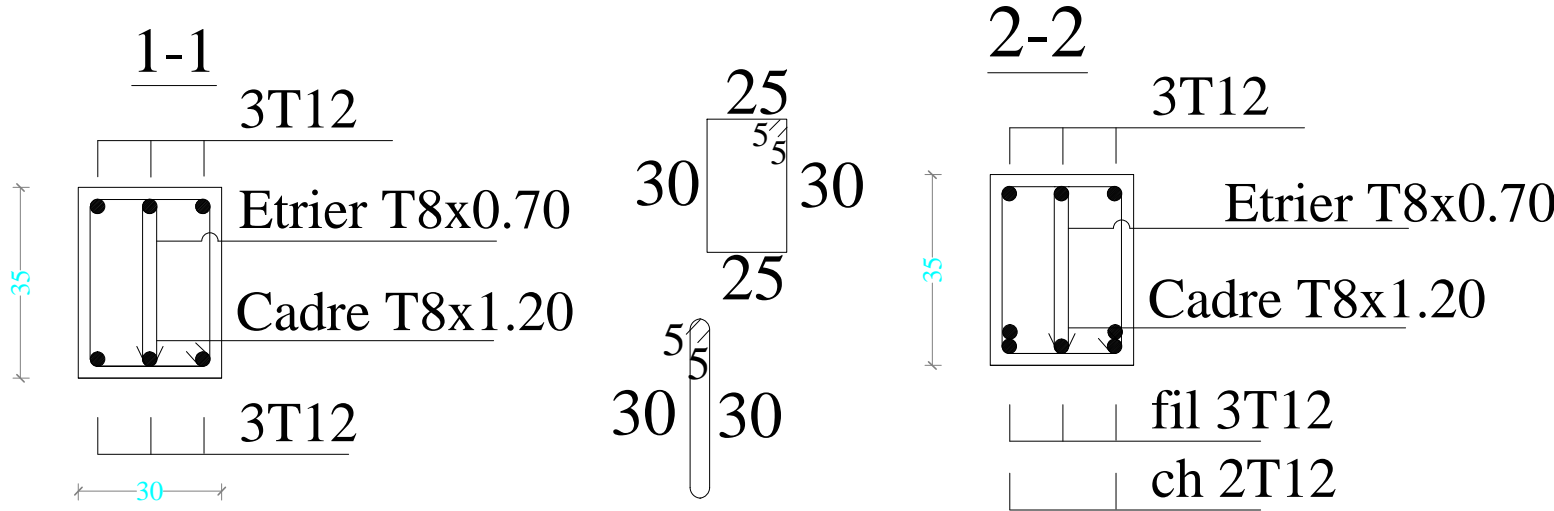
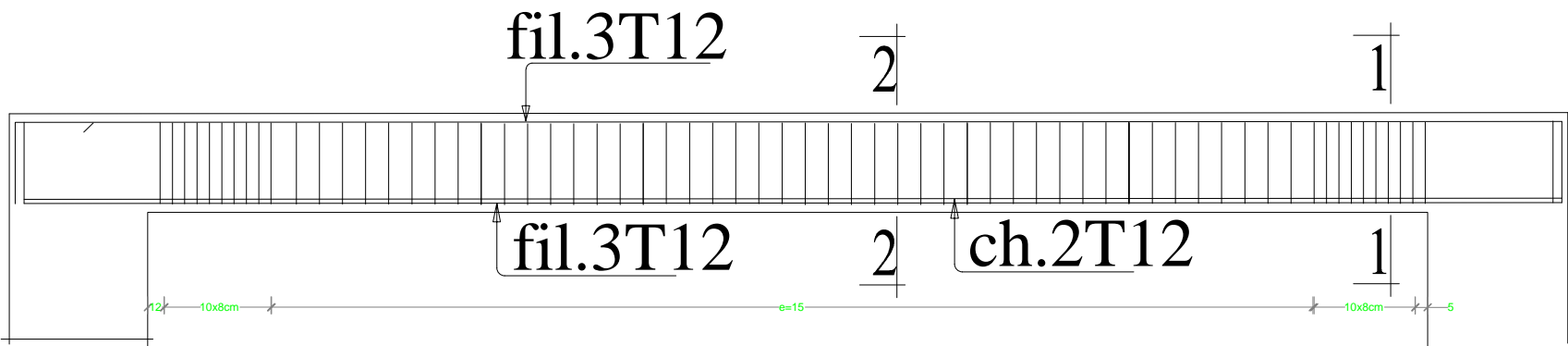
# Volée 1.



# Volée 2.



## FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (30X35)



# Bibliographie

## Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Jean- Pierre Mougin).
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

## Logiciels :

- Logiciel ETABS 9.7.0.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2014.

## Ouvrage :

- Formulaire du béton armé de (Tomes 1 et 2 Victor DAVIDOVICI).
- Les abaques de PIGEAUD.
- Formulaire de RDM youde xiong.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.