

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*

*Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou*

*Faculté du génie de la construction*

*Département de génie civil*

# **MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE**

*En vue d'obtention du diplôme de Master en génie civil.*

*Option : Constructions Civiles et Industrielles.*

**Thème :**

**Étude d'une structure d'un  
bâtiment (R+5) à usage d'habitation  
Modélisé avec Logiciel ETABS.**

**Réalisé par :**

**MOUMOU ALI**

**HAMMA ALI**

**Dirigé par :**

**MADAME : LARABI.S**

*Année universitaire : 2022/2023*

# REMERCIEMENTS

On tient à exprimer notre profonde gratitude à tous ceux qui nous ont soutenus tout au long de notre parcours académique, en particulier lors de la rédaction de ce mémoire de fin d'études.

Tout d'abord, on voudra remercier notre encadrante « M<sup>me</sup> Larabi.S » pour sa patience, sa disponibilité et ses précieux conseils, à travers les discussions qui ont enrichi notre expérience d'apprentissage et nous ont aidé à repousser nos limites.

En deuxième lieu exprimer notre dévouement pour nos enseignants qui ont joué un rôle essentiel dans notre réussite académique.

Nous tenons également à exprimer notre reconnaissance envers nos camarades de classe avec qui nous avons partagé ce voyage.

Un merci spécial à nos familles pour leur amour inconditionnel, leur soutien moral et leurs encouragements constants. Sans vous, cette réalisation aurait été beaucoup plus difficile à atteindre.

Enfin, on tient à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire. Vos contributions ont été très précieuses.

Ce mémoire représente le fruit de nombreuses années de travail acharné. C'est une étape importante de notre vie académique, et nous sommes reconnaissant envers chacun d'entre vous pour avoir rendu cela possible.

# DÉDICACE

Je dédie ce projet :

A ma chère mère,

A mon cher père,

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs

A ma chère sœur pour ses soutiens et ses et ses conseils précieux tout au long de mes études.

A mes chères amies pour leurs aides et support dans les moments difficiles.

A toute ma famille

A tous mes autres amis

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

**HAMMA ALI**

# DÉDICACE

Je dédie se modestes travail a mes parents qui mon beaucoup aider avec leur amour, leur encouragement et leur sacrifice durant toutes mes études, ainsi que pour leurs conseils et leurs précieux aide morale et financière

Que dieu les protèges et les entoures de sa bénédiction.A mes chère sœurs et frères qui mon beaucoup aides et soutenu durant tout ma formation que j'aime beaucoup

A mes amis, celine , souad, yacine, fifi, samir, a tous les etudiants de ma promotion 2022-2023.

Enfin j tien a remercie de tous ceux qui mon aider de pres ou du loin à faire se mémoire

**Moumou Ali**

# SOMMAIRE

## Introduction générale

### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage .....	1
I.2. Caractéristiques géométriques .....	1
I.3. Les éléments constitutifs de l'ouvrage.....	1
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	4

### Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Pré dimensionnement des poutres : .....	13
II.2. Pré-dimensionnement des planchers : .....	16
II.3. Pré Dimensionnement Des Voiles : .....	17
II.4. Pré Dimensionnement Des Poteaux : .....	19

### Chapitre III : Calculs des éléments secondaires

III.1. L'acrotère : .....	29
III.2. Les planchers : .....	37
III.3 ESCALIER : .....	61
III.4 Poutre palière : .....	79

### Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

IV.1. Introduction : .....	88
IV.2. Concept : .....	88
IV.3. Description d'ETABS : .....	88
IV.4. Etapes de modélisation : .....	89

### Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA

V.1. Vérification de la période fondamentale T [Art 4.2.4 RPA 99/2003] .....	109
V.2. Vérification de pourcentage de la participation de la masse modale .....	110
V.3. Vérification de l'excentricité : .....	111
V.4. Vérification des déplacements relatifs : .....	112

V.5. Justification vis-à-vis de contreventement .....	113
V.6. Vérification de l'effort tranchant à la base [Art 4.3.6 RPA 99/2003] : .....	118
V.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta : .....	121
V.8. Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3). 122	

## **Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux**

VI.1. Ferrailage des poutres .....	127
VI.2. Poteaux .....	133
VI.3. Ferrailage des voiles : .....	141

## **Chapitre VII : Étude de l'infrastructure**

VII.1.1. Types de fondation : .....	150
VII.1.2. : Etude géométrique du sol : .....	150
VII.1.3. Choix du type de fondation : .....	150
VII.1.4. Dimensionnement : .....	151
VII.1.4.2. Semelles filantes : .....	152
VII.1.5. Calcul du radier général : .....	156
VII.1.5.3. Détermination de la surface nécessaire du radier : .....	158
VII.1.5.5. Ferrailage du radier : .....	165
VII.1.5.8. Calcul des nervures : .....	173

## **Conclusion générale**

## **Bibliographie et logiciels utilisés**

## Liste des figures

### Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Figure I.1.: plancher en corps creux .....	2
Figure I.2. : Diagramme contrainte- déformation du béton a l'ELU .....	7
Figure I.3 : diagramme contrainte déformation du béton a l'ELS .....	8
Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation .....	11

### Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

Figure. II-1 – Plancher à corps creux.....	16
Figure. II-2– Coupe d'un plancher à corps creux.....	16
Figure II.3 : a- Coupe du voile en élévation.....	18
Figure II.4 : b- Coupe du voile en plan.....	19
Figure II .5 : Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible.....	20
Figure II.6 : Coupe verticale du plancher courant.....	21
Figure II-7: Coupe de poteau.....	28

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1. : Coupe verticale de l'acrotère.....	29
Figure III.2. : Schéma statique efforts de l'acrotère .....	30
Figure III.3. :Schéma statique de la section de l'acrotère.....	31
Figure III.4. : Schéma descriptif d'un plancher courant.....	37
Figure III.5. : Coupe verticale d'un plancher en corps creux .....	38
Figure III.6. Ferrailages de dalle de compression .....	39
Figure III.7.:construction de la section en Té.(cm) .....	40
Figure III.8:schéma descriptif delà poutrelle .....	41
Figure III.9:dimensionnement de la section rectangulaire .....	41
Figure III.10. : Schéma statique de la poutre .....	42
Figure III.11. : Diagramme des moments aux appuis.....	45
Figure III.12.: Diagramme des Moments fléchissants.....	48
Figure III.13: Diagramme des efforts tranchants .....	48

Figure III.14. dimensionnement de la section rectangulaire.....	49
Figure III.15. : Coupe schématique de la poutrelle .....	59
Figure III.16. : Schéma général d'un escalier droit.....	61
Figure III.17. : schéma statique de l'escalier. ....	63
Figure III.18. : Schéma statique d'escalier à l'ELU .....	65
Figure III.19. : Diagramme des efforts tranchants et des moments ELU.....	68
Figure III.20. : Diagramme des moments fléchissant réduits .....	69
Figure III.21. : la coupe de la section d'escalier (cm) .....	69
Figure III.22 : schéma statique d'escalier à l'ELS .....	73
Figure III .23. : Diagramme des efforts tranchants et des moments ELS. ....	75
Figure III.24. : Diagramme des moments fléchissant réduits à l'ELS .....	76

#### **Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS et modélisation**

Figure V-1 : disposition des poteaux . ....	98
Figure V-2 : disposition des poutres .....	99
Figure V-3 : disposition des voiles .....	100
Figure V-4 : balcon, Plancher à corps creux. ....	101
Figure V-5 :Diaphragme plancher (1).....	110
Figure V-6 : modèle finale de notre structure .....	111

#### **Chapitre V : Vérification des exigences du RPA**

Figure IV.1 : Centre de masse d'excentricité .....	111
Figure IV.2 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens X-X	114
Figure IV.3 : Charges horizontales reprises par les voiles. ....	114
Figure IV.4 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens Y-Y	115
Figure IV.5 : Charges horizontales reprises par les voiles. ....	115
Figure IV.6 : Charges horizontales reprises par la structure.....	116
Figure IV.7 : Charges horizontales reprises par les voiles. ....	117
Figure IV.8 : Efforts tranchants donnés par ETABS.....	120

#### **Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux**

Figure VI.1. : Section d'un poteau SPC.....	135
---	-----

Figure VI.2. : Diagramme d'une section entièrement comprimée (SEC). .....	142
Figure VI.3. : diagramme d'une section entièrement tendue (SET) . .....	143
Figure VI.4. : Diagramme d'une section partiellement comprimée (SPC). .....	143
Figure VI.5. : Disposition des armatures verticales dans les voiles. ....	145

## **Chapitre VII : Étude de l'infrastructure**

Figure VII-1 : Schéma de la semelle isolée .....	151
Figure VII-2 : Diagramme des contraintes dans sol .....	162
Figure VII.4 : Présentation des charges simplifiées .....	174
Figure.VII.5 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal). .....	177
Figure VII.7: Schéma statique des efforts tranchants (sens longitudinal). .....	178
Figure VII.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU .....	178
Figure.VII.9 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal). .....	178
Figure VII.10 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.....	179
Figure VII.11 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal). .....	179
Figure VII.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	179
Figure VII.13 : Schéma statique des efforts tranchants (sens transversal). .....	180
Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU. ....	180
Figure VII.15 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal). .....	180
Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS. ....	180

## Liste des tableaux

### Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Tableau I -1 : Caractéristiques d'aciers.....	9
---	---

### Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : les vérifications exigées par le RPA .....	15
Tableau II.2 : Charges permanentes de la toiture.....	21
Tableau II.3 : charges permanentes d'étage courant.....	22
Tableau II-4 : Surcharges d'exploitations des différents éléments secondaires.....	23
Tableau II.5 : surcharges d'exploitations .....	24
Tableau II-6 : Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$ .....	25
Tableau II-7 : Détermination des sections des poteaux.....	26
Tableau II.8 : vérification de la section transversale des poteaux.....	27

### Chapitre III : calculs des éléments secondaire

Tableau III.1 : résultats à l'ELU.....	48
Tableau III.2.: résultat récapitulatif des calculs a l'ELS .....	57
Tableau III.3. : Charges permanentes de palier.....	64
Tableau III.4. : Charges permanentes de la volée .....	64

### Chapitre V : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

Tableau IV-1 : Facteur de qualité Q.....	103
--	-----

### Chapitre IV : Vérifications des exigences du RPA

Tableau V.1. : Résultats d'analyse dynamique ETABS.....	110
Tableau V.2 : Vérification de l'excentricité.....	112
Tableau V.3 : Vérification de déplacements inter-étages.....	113
Tableau V.4 : Facteur de qualité Q.....	120

Tableau V.5: Vérification L'effet P-Delta. ....	122
Tableau V-6 : L'effort normal réduit dans les poteaux .....	122

## **Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux**

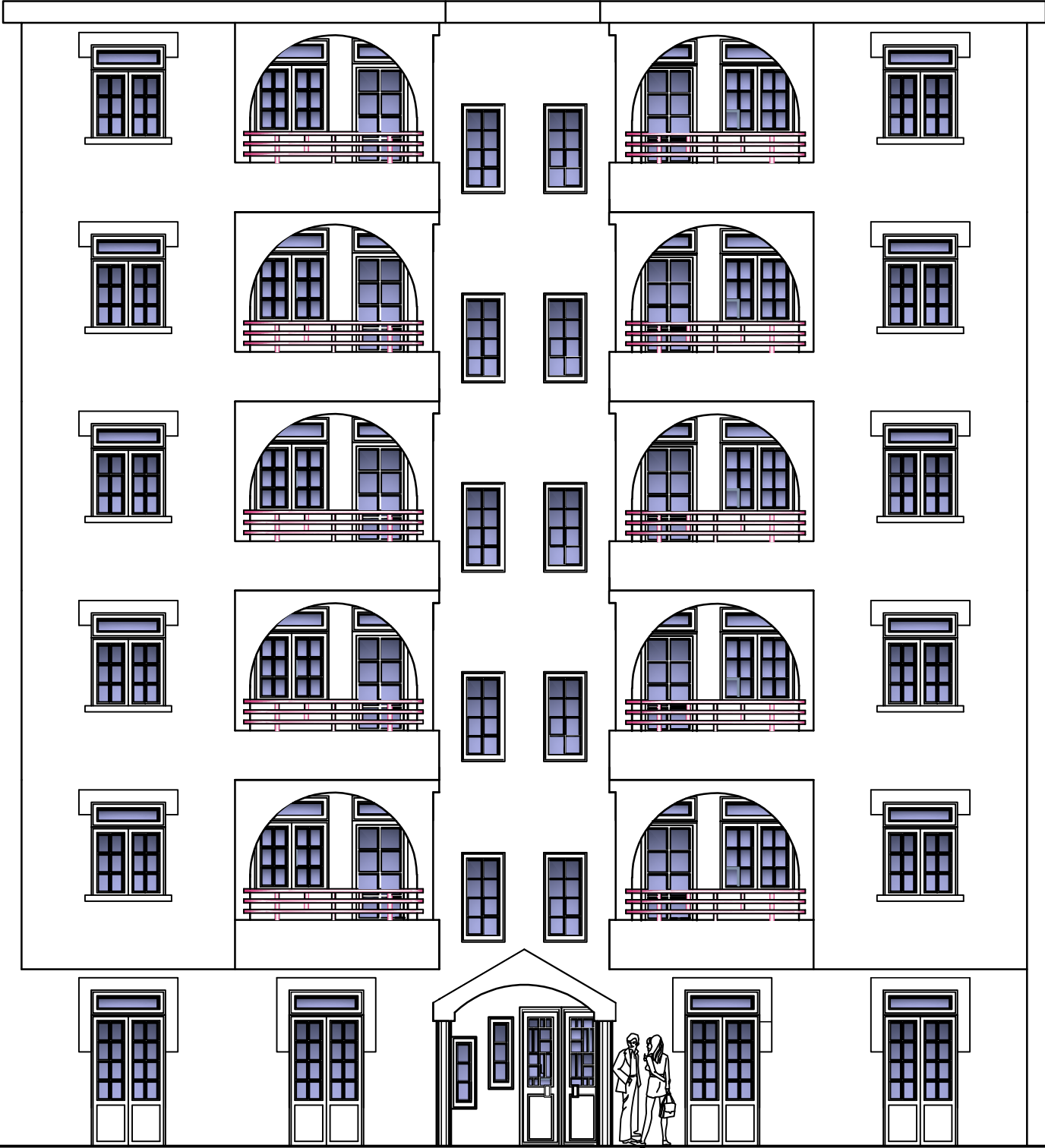
Tableau VI.1 : ferrailages d'armatures longitudinales .....	129
Tableau VI.2 : ferrailages d'armatures transversales .....	129
Tableau VI.3 : vérification au cisaillement .....	130
Tableau VI.4 : influence de l'effort tranchant sur le béton .....	130
Tableau VI.5 : Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres .....	131
Tableau VI.7 : vérification de la condition de non fragilité .....	131
Tableau VI.8 : vérification des contraintes pour la poutre principale .....	132
Tableau VI.9 : vérification des contraintes pour la poutre secondaire a L'ELS .....	133
Tableau VI.10 : vérification des contraintes pour les poutres de chaînage a l'ELS.....	133
Tableau VI.11 : Caractéristique mécaniques des matériaux .....	133
Tableau VI.12 : pourcentage minimal d'aciers dans le béton .....	134
Tableau VI.14 : Vérification de la quantité d'armatures transversales. ....	139
Tableau VI.15 : Détermination de la zone nodale.....	139
Tableau VI.16 : Vérification des contraintes tangentielles. ....	140
Tableau VI.17. : Vérification des contraintes a ELS.....	140
Tableau VI.18. : Ferrailage des voiles longitudinaux voile VL (1,2,3) (1,8m) : .....	147
Tableau VI.19. : Ferrailage des voiles longitudinaux voile VL (4 et 5) (1.2m).....	148
Tableau VI.20. : Ferrailage des voiles transversaux voile VT (1,2,3 ,4) (3m).....	149

## **Chapitre VII : Étude de l'infrastructure**

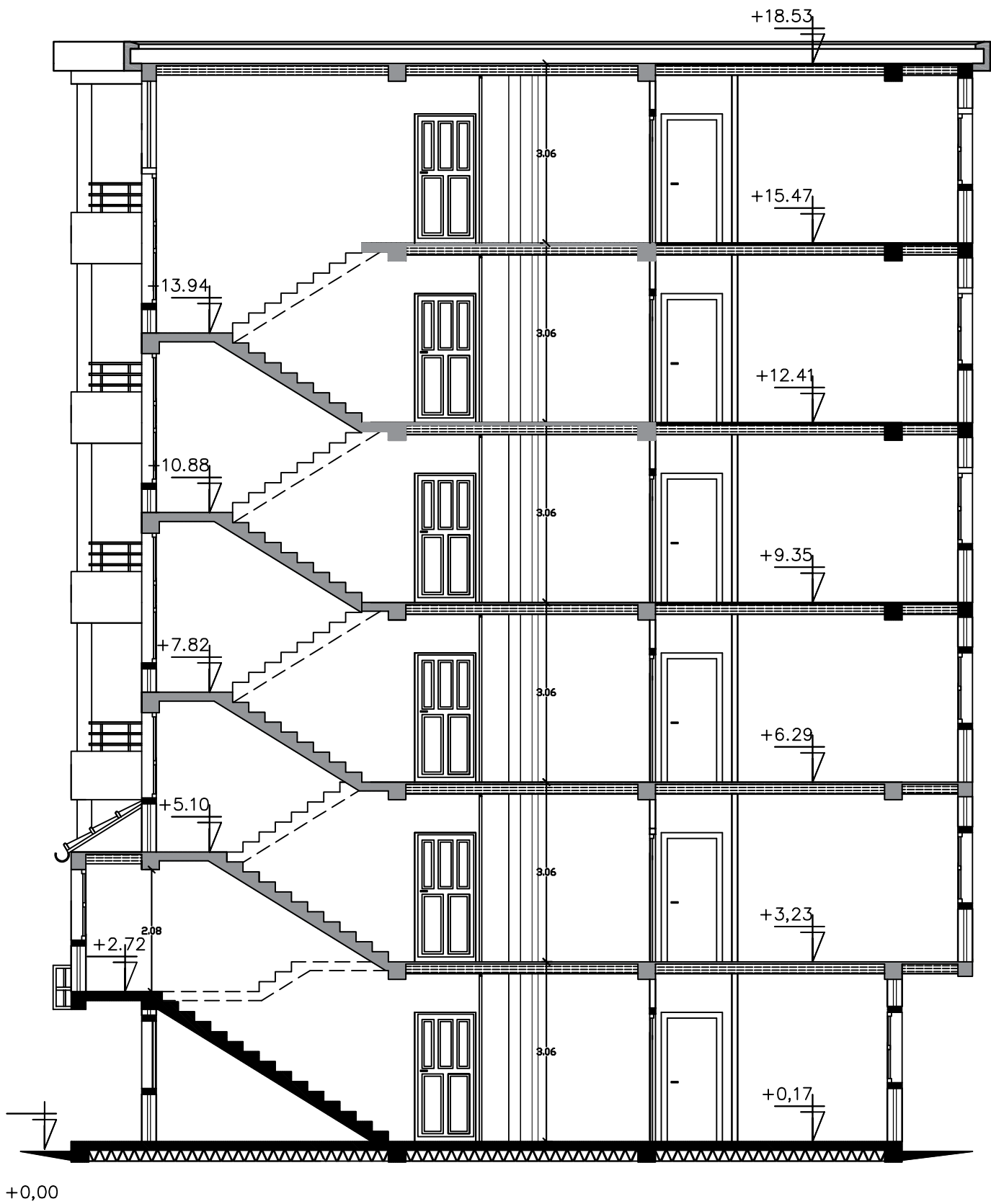
Tableau VII-1 : résultats des surfaces revenant aux voiles (sens longitudinal). ....	152
Tableau VII-2 : résultats des surfaces revenant aux voiles (sens transversal). ....	153
Tableau VII-3: Résultats des efforts revenant aux poteaux .....	154

Tableau VII.4 : Ferrailage du radier.....	168
Tableau VII.5. : Vérification de la condition de non fragilité.....	169
Tableau VII.6.: vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	171
Tableau VII.7 : Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens X-X. ....	175
Tableau VII.8.: Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens Y-Y . ....	176
Tableau VII-9 : Les efforts internes dans les nervures.....	181
Tableau VII-10. : Ferrailage des nervures à L'ELU .....	181
Tableau VII-11. : Vérification à L'ELS .....	183

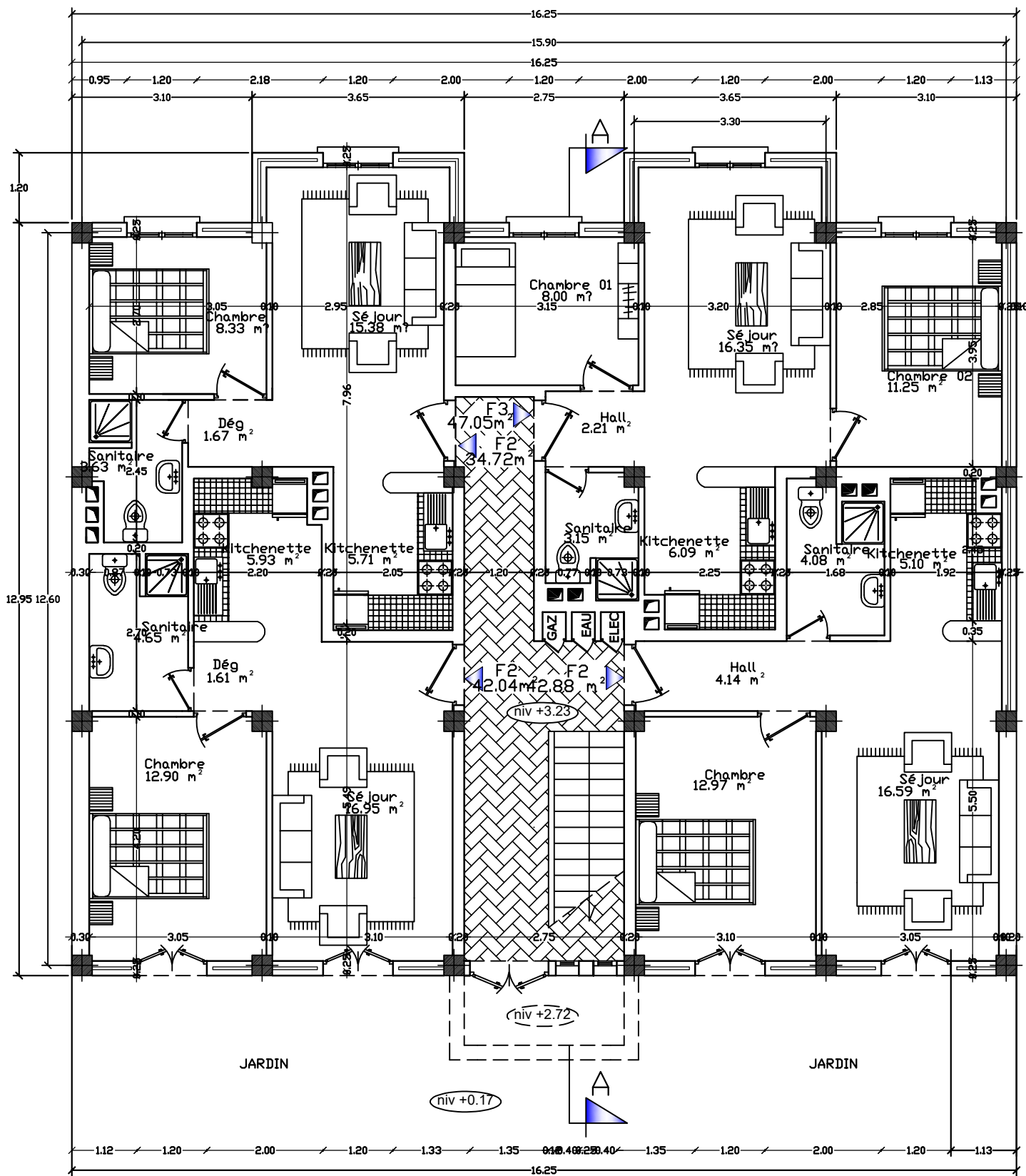
FACADE PRINCIPALE



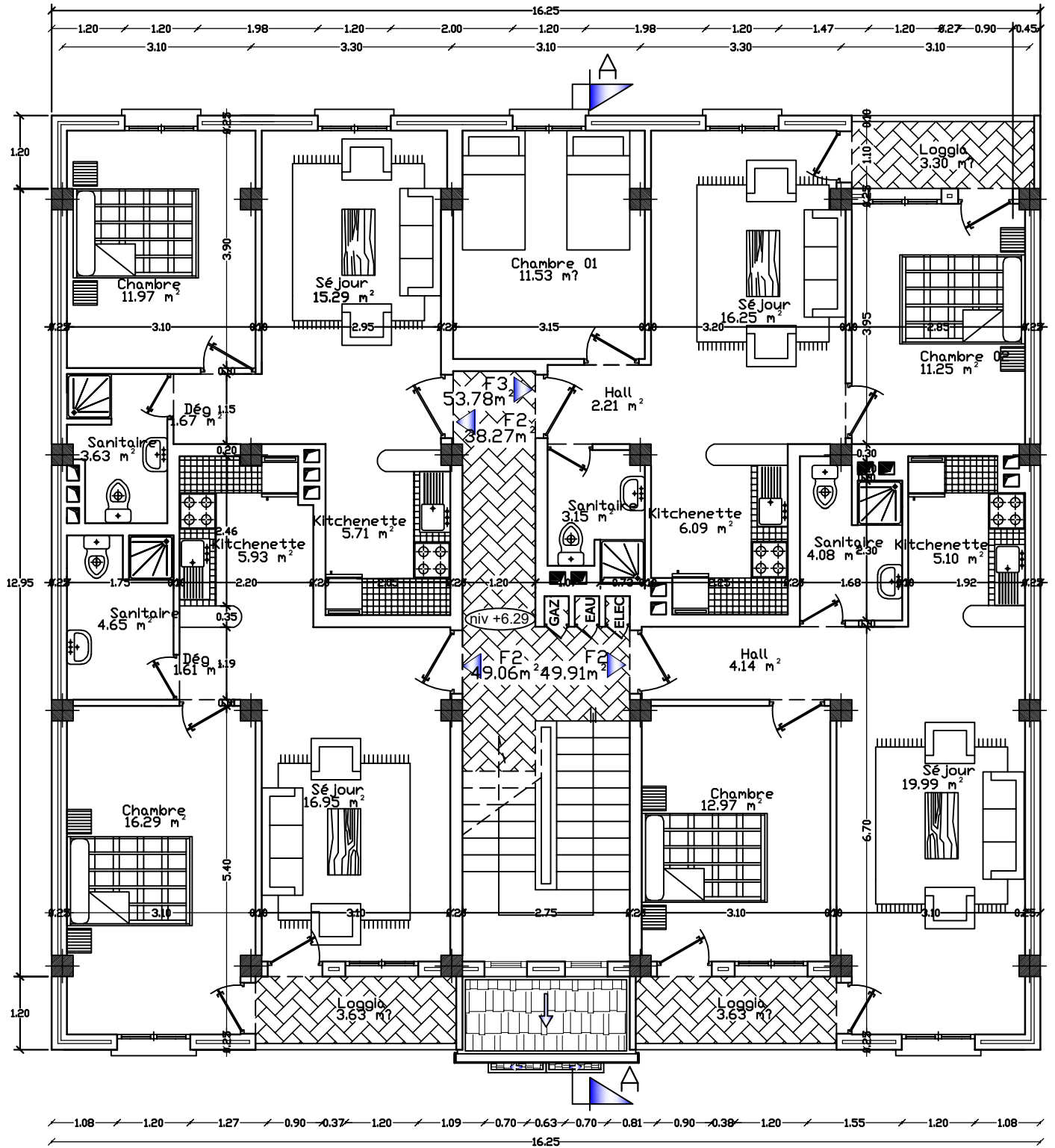
COUPE AA



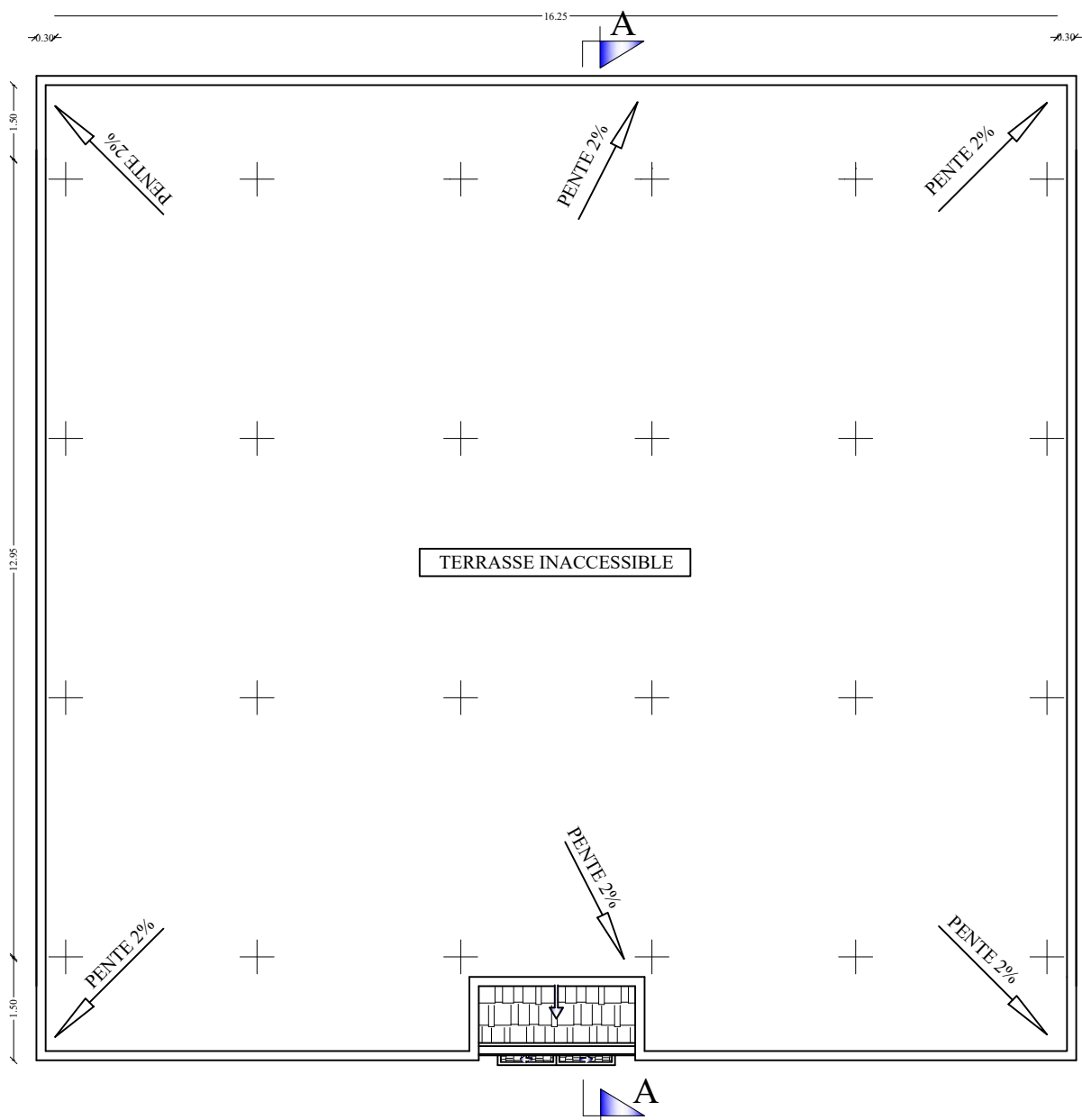
# PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE



# PLAN DE L'ETAGE COURANT



# PLAN DE TOITURE



## INTRODUCTION GÉNÉRALE

Toute étude de projets bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité, la résistance et la sécurité de l'ouvrage. Cependant, il existe un danger qui guette nos choix, ce sont les dégâts qui peuvent lui être occasionner par les séismes. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure, Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adaptée au domaine de Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles, etc.) aux différentes sollicitations (compression, flexion, etc.) la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés, de leurs dimensions et leur mise en œuvre. Pour le calcul des éléments constituant cet ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes dictées dans BAEL91 (révisée 99) et /ou le RPA 99 (version 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et ferrailage des éléments de la structure. Pour se faire, nous allons scinder le travail en sept chapitres à savoir :

Premièrement une introduction générale à l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage d'habitation en R+5 sera présentée.

Le premier chapitre, consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

Le deuxième chapitre, présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tels que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers, l'escaliers et l'acrotère).

Le troisième chapitre, est consacré aux calculs des éléments secondaires (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers et la poutre palière).

Le quatrième chapitre, portera sur l'étude dynamique du bâtiment. La détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de

la structure lors de ses vibrations y sont déterminées. Cette étude se fera par l'analyse du modèle structurel en 3D à l'aide d'un logiciel de calcul ETABS.

Le cinquième chapitre, consiste à effectuer les vérifications exigées par le RPA (99/modifie2003)

Le sixième chapitre calcule les ferraillements des éléments structuraux, en s'appuyant sur les résultats (moments et efforts) de la modélisation de la structure par le logiciel ETABS.

Septième chapitre, une étude de l'infrastructure est réalisée pour déterminer le type de fondations, son dimensionnement et son ferraillement.

Pour finir, une conclusion générale synthétisera les différents résultats de cette étude.

# Chapitre I

## Présentation de l'ouvrage

**I) Présentation de l'ouvrage**

Le bâtiment d'étude en question rentre dans le cadre du projet à la wilaya Tizi Ouzou, cette dernière classée en zone moyenne sismicité zone II a (**RPA 99/2003**). Notre travail se résume sur une étude technique d'un bâtiment à usage d'habitation. Qui est définie selon le (**RPA99/Modifié2003**) comme ouvrage courant ou d'importance moyenne (**GROUPE 2**)

**Cet ouvrage est composé :**

- ✓ Un RDC à usage d'habitation
- ✓ Étages courants à usage d'habitation
- ✓ Cage d'escaliers

**II) Caractéristiques géométriques**

- ❖ Hauteur Total.....18,53m
- ❖ Longueur Total... 16,25m
- ❖ Largeur Total... 12,95m
- ❖ Hauteur du RDC.....3,06m
- ❖ Hauteur du l'étage courant... 3,06 m

**III) Les éléments constitutifs de l'ouvrage****a) L'ossature du bâtiment**

Ce sont les éléments de l'ouvrage qui assurent la stabilité, on distingue la superstructure et l'infrastructure.

Cette ossature se compose de :

- **Poteaux et poutres** : sont en béton armé transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.
- **Voiles** : sont des éléments rigides en béton armé disposés dans les deux sens. Ils assurent la stabilité sous les actions horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

**b) Les fondations :**

C'est l'ensemble des ouvrages enterrés sur lesquels repose une construction. Les fondations assurent la stabilité du bâtiment.

Ce sont des ouvrages qui ont pour rôle de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles.etc...).

Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe : (cas des semelles reposant sur pieux. Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances, de tassement, des caractéristiques physiques et mécaniques des sols.

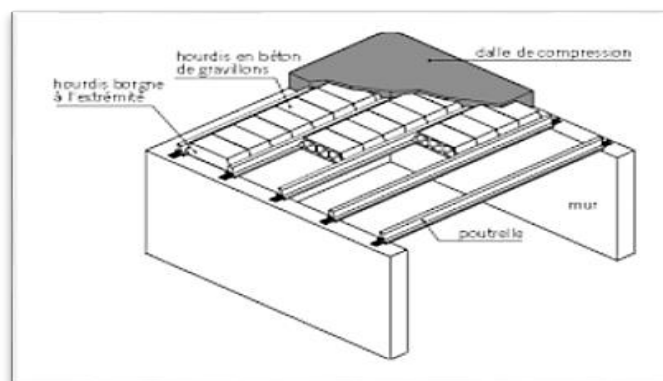
**c) Les planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils ont pour but de : supporter leur poids propre et les charges d'exploitations et les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature et assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Le plancher terrasse est inaccessible comporte un système complexe d'étanchéité multicouches avec une protection mécanique en gravier roulé et a une pente (2%) qui facilite l'écoulement d'eau. Il existe plusieurs types de planchers, on se limitera dans ce chapitre à évoquer les deux types utilisés dans la réalisation de notre bâtiment

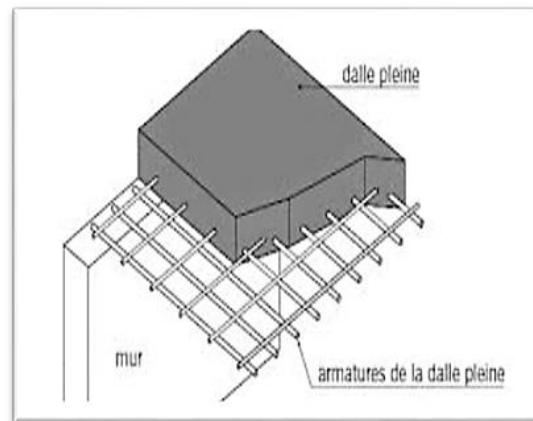
**➤ Planchers en corps creux**

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments d'habitation consiste à utiliser des hourdis creux et des poutrelles sur lesquels repose une dalle de compression en béton armé



**Figure I.1.: plancher en corps creux**

**Planchers à dalle pleine** : constitués en béton armé posés directement sur les poteaux. Dans notre projet les dalles pleines sont prévues pour les volées et les paliers de repos des escaliers.



### **Escaliers :**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marche et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre. Notre structure comportera une cage d'escalier de type droit (palier / volée) réalisé en béton armé et coulé sur place constitué de deux volées et deux palier intermédiaire

### **Maçonnerie :**

- **Murs extérieurs** : ils seront en double cloison de briques creuses de 10 cm séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.
- **Murs intérieurs** : ils seront en simple cloison de briques creuses de 10 cm

### **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 plinthes de recouvrement.

### **Acrotère :**

Partie supérieure d'un mur réalisé dans le cas de toiture, terrasse ou à l'extrémité ; destinées à recevoir un relevé d'étanchéité.

Dans notre projet la terrasse inaccessible sera entourée d'un acrotère de **60 cm** de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

**Règlements utilisés**

Les règles utilisées sont :

- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL91 /Modifié 99**).
- Les règles parasismiques algériennes (**RPA 99modifié 2003**).
- Les charges et surcharges d'exploitations (**DTR-BC-22**).
- Construction en béton armé (**CBA 93**).

**Système de coffrage :**

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

**IV) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage et des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage, des adjuvants et l'âge du béton.

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment portland (CPJ 325), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

**Résistance caractéristique du béton :****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 **h= 32 cm** et de diamètre **16cm**. (**ART.2.1, 11 BAEL91/ 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 d'âge  $j$ , sa résistance à la compression est calculée comme suit :

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

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$  en MPa ; pour  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$ . (ART.2.1,11 BAEL91/modifié 99)
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$  en MPa ; pour  $f_{c28}$

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  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

### **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 :

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

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

$$\text{Dans notre cas : } f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 0,6+0,06 \times 25 = 2,1\text{MPa}$$

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

### **Module de déformation :**

#### **a) Module de déformation longitudinale :**

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

**b) Module d'élasticité instantané ( ART A.2.1.21 BAEL91/ modifié 99)**

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

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

$$\text{Pour } f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164,2\text{MPa}$$

**c) Module d'élasticité différée (Art A.2.1.2 BAEL91 /modifié 99/).**

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

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

$$\text{Pour } f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow E_v=10818,86 \text{ MPa}$$

**d) Module de déformation transversale (Art A.2.1.3 BAEL91/ modifié99)**

Il est donné par la formule suivante :

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

**E** : Module de Young.

**ϑ** : Coefficient de Poisson.

Et  $\vartheta = 0$  pour le calcul des sollicitations,

$\vartheta = 0,2$  pour le calcul des déformations

**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 (E.L.U) :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (**ELU**) est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ En MPA (Art A.4.3, 41 BAEL 91 /modifié99)}$$

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1.5$  → pour situation courante
- $\gamma_b = 1.15$  → pour situation accidentelle

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

- $\theta = 1$  → si la durée d'application est  $t > 24$  h.
- $\theta = 0.9$  → si la durée d'application est entre  $1 \text{ h} \leq t \leq 24$  h.
- $\theta = 0.85$  → si la durée d'application est  $t \leq 24$  h.

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

Pour  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta = 0.85$ , on aura  $f_{bu} = 21.74$  MPA.

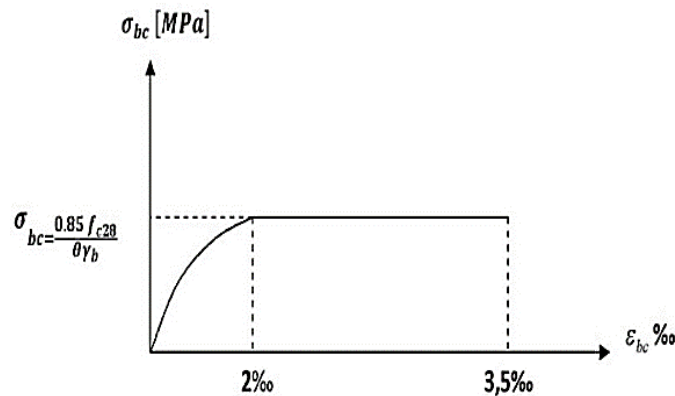


Figure I.2. : Diagramme contrainte- déformation du béton a l'ELU

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

Le diagramme est composé :

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

#### **b-Etat limite de service (ELS) :**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites.

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

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

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

Pour  $j=28$  jours :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

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

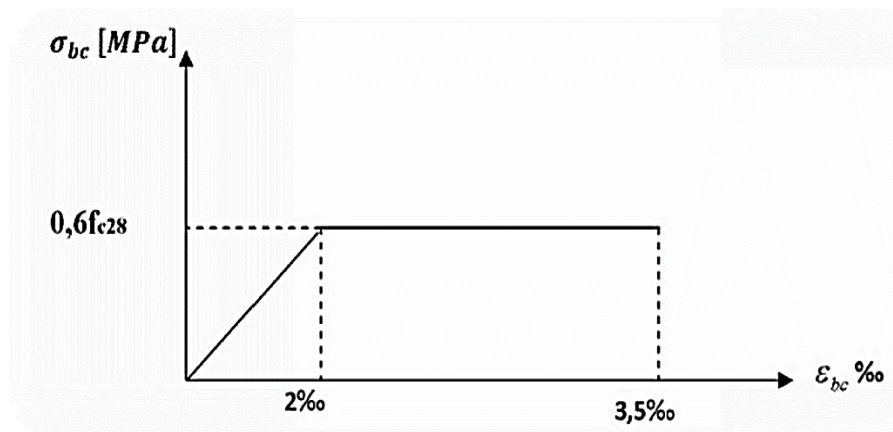


Figure I.3 : diagramme contrainte déformation du béton a l'ELS

- **Contrainte limite de cisaillement :**

Elle est donnée par la formule suivante :

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

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

- **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.

## II- L'acier :

L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance à la 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.

**Tableau I -1 : Caractéristiques d'aciers**

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Coefficient de fissuration ( $\eta$ )	Coefficient de scellement ( $\Psi$ )
Acier en barres	Haute adhérence FeE400	H A	400	1.6	1.5
Aciers en Treillis	Treillis soudés <i>TL.520 (<math>\Phi &lt; 5</math>)</i>	TS	520	1.3	1

a) **Module d'élasticité longitudinal :** ( Art-2.2.1 BAEL91/modifié99). Il est noté ( $E_s$ ), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier. On admet généralement

$$E_s = 2 \times 10^5 MP$$

## b) Contraintes limites d'élasticité de l'acier :

- Etat limite Ultime (Art A.4.3.2 BAEL91/ modifié99) :

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

Avec  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1$  *Situation Accidentelle*
- $\gamma_s = 1.15$  *Situation courante (durable)*
- $f_e$  : *Limite d'élasticité de l'acier.*

- Etat limite de service ( Art A.4.5.3 BAEL91/modifié 99) :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles (BAEL91/modifié99) , on distingue trois cas de fissuration :

- **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.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma} \quad (\text{Art A.4.5.32 BAEL91 / modifié99})$$

- **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 :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad (\text{Art A.4.5, 33 BAEL91/modifié99})$$

- **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

$\eta=1$  pour les aciers ronds lisses (R.L)

$\eta=1.6$  pour les armatures à haute adhérence de diamètre  $\geq 6\text{mm}$

$\eta=1.3$  pour les armatures à haute adhérence de diamètre  $< 6\text{mm}$

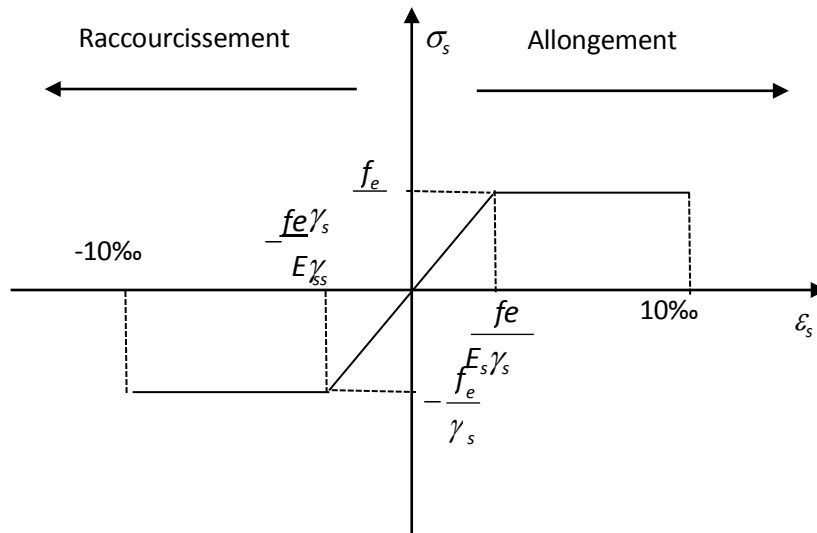


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation

c) **Protection d'armatures : (Art A.7.2.4 BAEL91/modifié99)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ✓  **$C \geq 5\text{cm}$**  : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi pour ceux exposés aux atmosphères très agressives, et pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- ✓  **$5 \leq C \leq 2\text{cm}$**  : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux Condensations.
- ✓  **$2 \leq C \leq 1\text{cm}$**  : Pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

**Conclusion :**

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, définit les différents éléments qui la composent et on a choisi les matériaux à utilisés. Ceci est dans le but d'approfondir l'étude qui permettra ensuite une étude de pré-dimensionnement précise au chapitre suivant.

## Chapitre II

### Pré-dimensionnement des éléments

**INTRODUCTION :**

Le pré-dimensionnement des l'élément d'une structure (poutres, poteaux et voiles) est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Il est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément due a la charge et surcharge. Le pré-dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon la règle du CBA93 [2] et du (RPA 99/Modifié2003) [1], pour arriver à déterminer une épaisseur économique .

**II.1. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :**

Une poutre peut être définie comme un élément de structure qui support toutes les charges verticales et l'empêche de se plier. Il existe différents types de matériaux utilisés pour les poutres telles que : l'acier, le bois etc... Mais le matériau le plus courant utilisé est le béton armé. Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les Conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L : portée maximum entre nus d'appuis

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{b > 20 \text{ cm} ; \quad h > 30 \text{ cm} ; \quad h/b < 4} \quad (\text{Art 7.5.1 RPA 99/Modifié2003})$$

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposées Perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres Secondaires qui leurs sont parallèles en assurant ainsi le chainage.

**A. Poutres principales (PP) :**

La hauteur et la largeur des poutres principales est donnée par :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L=395cm)

$$L=420-25=395 \text{ cm}$$

$26,33 \leq h_t \leq 39,5 \Rightarrow$  Nous prendrons : **ht= 35 cm**

$14 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow$  Nous prendrons pour plus de sécurité : **b=25 cm**

**B. Poutres secondaires (PS) :**

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$L=330-25=305 \text{ cm}$$

$20,33 \leq h_t \leq 30,5 \Rightarrow$  Nous prendrons : **ht= 30 cm**

$12 \leq b \leq 21 \Rightarrow$  Nous prendrons pour plus de sécurité : **b=25 cm**

**C. Poutres palières (PPal) :**

La hauteur et la largeur des poutres palières est donnée par :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L=275cm)

$$L=275 \text{ cm}$$

$18,33 \leq h_t \leq 27,5 \Rightarrow$  Nous prendrons : **ht= 30 cm**

$12 \leq b \leq 21 \Rightarrow$  Nous prendrons pour plus de sécurité : **b=25 cm**

**D. Poutres de chainage (PCH) :**

La hauteur et la largeur des poutres de chainages est donnée par :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L=305cm)

$$L=330-25=305 \text{ cm}$$

$20,33 \leq h_t \leq 30,5 \Rightarrow$  Nous prendrons : **ht= 30 cm**

$10 \leq b \leq 17,5 \Rightarrow$  Nous prendrons pour plus de sécurité : **b=25 cm**

• **Vérification des conditions exigées par le RPA :**

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
<b>h ≥ 30 cm</b>	<b>35 cm</b>	<b>30 cm</b>	<b>Condition vérifié</b>
<b>b ≥ 20 cm</b>	<b>25 cm</b>	<b>25 cm</b>	<b>Condition vérifié</b>
<b>h / b ≤ 4 cm</b>	<b>1.4</b>	<b>1.2</b>	<b>Condition vérifié</b>

**Tableau II.1 : les vérifications exigées par le RPA**

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

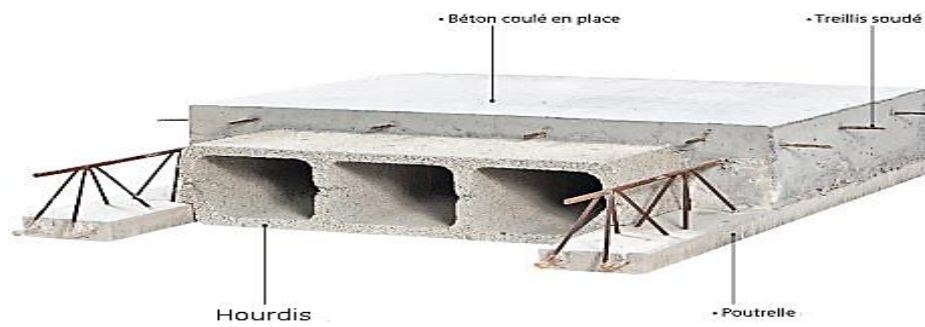


Figure. II-1 – Plancher à corps creux

II.2.1. Plancher en corps creux

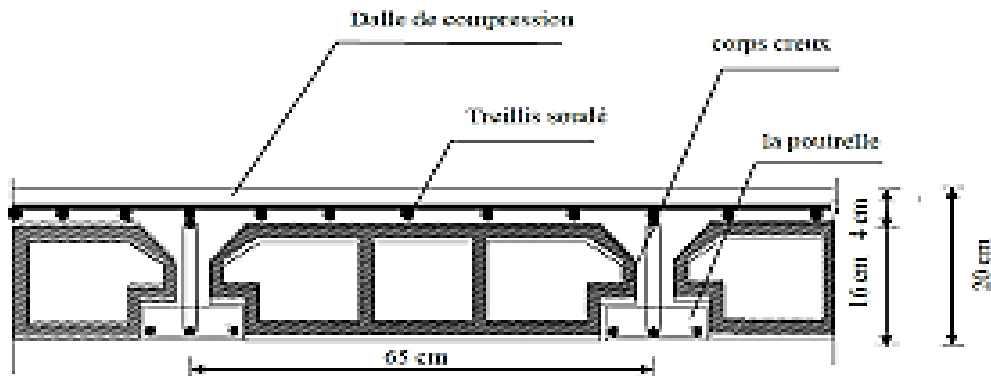


Figure. II-2– Coupe d’un plancher à corps creux

Pré dimensionnement du plancher :

L’épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante :

(ART B.6.8,4 24 BAEL91/modifié 99)

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

Avec :

- $L_{max}$ : longueur maximal entre nus d’appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.
- $h_t$ : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

Dans notre cas :  $L=330-25=305\text{cm}$

Nous aurons donc :

$$h_t = \frac{305}{22,5} = 13,55\text{cm}$$

Nous adopterons pour un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de **16 cm** et d'une dalle de compression de **4 cm**.

### II.3. Pré-Dimensionnement Des Voiles :

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

Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à (**ART 7.7.1 RPA99/modifié 2003**) qui définit ces éléments en satisfaisant la condition

Suivante :

$$L \geq 4 e_p$$

Avec :  $e_p$ : épaisseur des voiles.

$L$  : longueur min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

$$e_p \geq \max \left( \frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right)$$

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm} \text{ (Rez de chaussé)}$$

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm} \text{ (étage courant)}$$

$$e_p \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3\text{cm} \text{ (Rez de chaussé)}$$

$$e_p \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3\text{cm} \text{ (étage courant)}$$

On adopte :

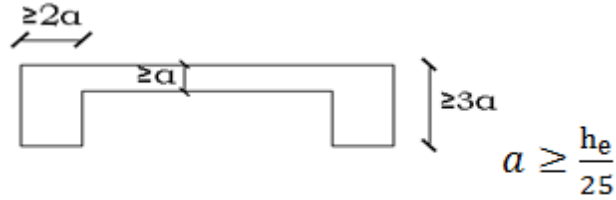
- $e_p = 15\text{cm}$ ..... Pour RDC et l'étage courant.

**Remarque :**

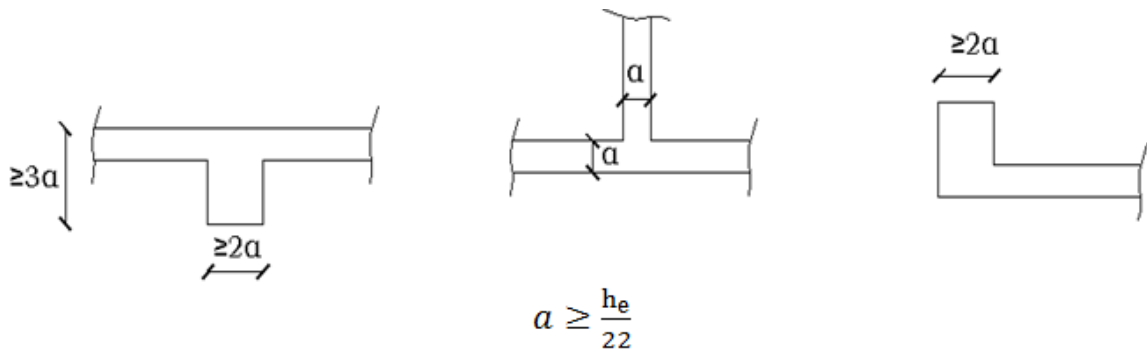
Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$L_{min} \geq 4a$  – donc on adopte  $L_{min} \geq 60\text{cm}$

**1er cas :**



**2eme cas :**



**3eme cas**

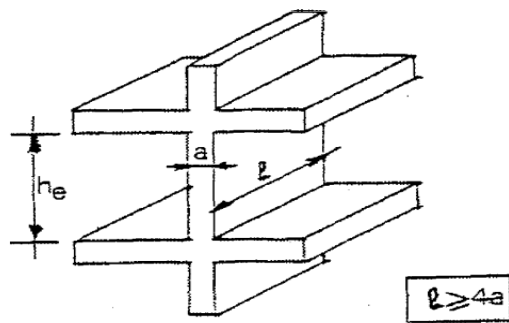


Figure II.3 : a- Coupe du voile en élévation

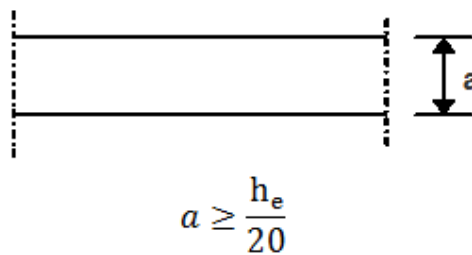


Figure II.4 : b- Coupe du voile en plan

**II.4. Pré-Dimensionnement Des Poteaux :**

Les poteaux en béton armé sont des éléments porteurs verticaux destinés à recevoir les charges verticales (charge permanente et charge d’exploitation) et les charges horizontales (charge sismique et climatique). Les poteaux travaillent en flexion composée. Ils seront redimensionnés à l’ELS en compression simple  $N=(G+Q)$  qui devra être reprise uniquement par le béton.

Nos calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression le **(D3)**

$$S_{POT} \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

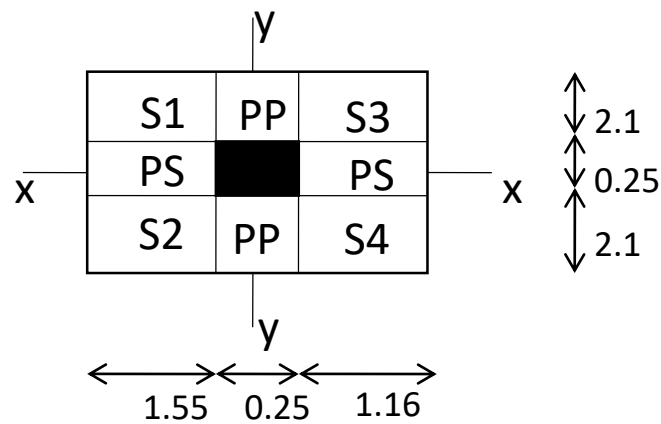
Avec :

- $S_{POT}$  : section transversal du poteau
- $N$  : effort normal de compression à ELS à la base du poteau
- $\sigma_{bc}$  : contrainte admissible du béton

**II.4.1 Surface d’influence :**

L’aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité **(D3)** sera déterminée

Comme suit :



❖ **Section nette :**

$$S_1 = 1.55 \times 2.1 = 3.25 \text{m}^2$$

$$S_2 = 1.55 \times 2.1 = 3.25 \text{m}^2$$

$$S_3 = 2.1 \times 1.65 = 3.46 \text{m}^2$$

$$S_4 = 2.1 \times 1.65 = 3.46 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 13.42 \text{ m}^2$$

❖ section brute :

$$S_{\text{brut}} = 3.45 \times 4.45 = 15.35 \text{ m}^2$$

#### II.4.2. Détermination des charges et surcharges :

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

##### II.4.2.1) Plancher terrasse inaccessible :

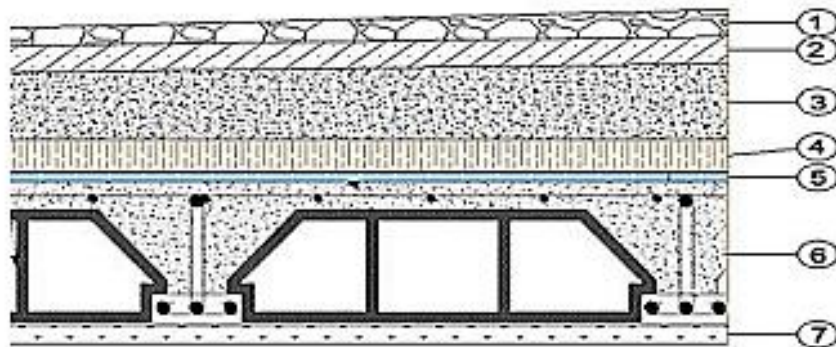
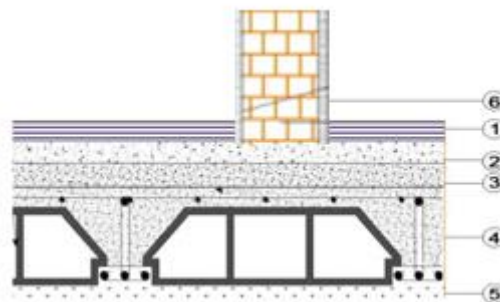


Figure II .5 : Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible.

N°	désignation	Epaisseur(cm)	pois surfacique réel (kN/m <sup>2</sup> ) pour 1cm d'épaisseur	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couche	0.02	6	0,12
3	formé de pente en béton	0.07	22	1.54
4	isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
5	feuille de polyane	/	0.01	0,01
6	planche a corps creux	0.20	14	2.8
7	enduit en plâtre	0.02	10	0,2
			<b>G<sub>tot</sub>=5,68KN/m<sup>2</sup></b>	

**Tableau II.2 : Charges permanentes de la toiture**

**II.4.2.2) plancher d'étage courant :**



**Figure II.6 : Coupe verticale du plancher courant**

N <sup>o</sup>	désignation	Epaisseur (m)	pois surfacique réel ( kN/m <sup>2</sup> ) pour 1cm d'épaisseur	G (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	plancher en corps creux (hourdis et table de compression)	0.20	14	2,8
5	enduits en plâtre	0.02	10	0,2
6	cloison en briques creuses ( y compris enduit en plâtre)	0.1	10	1
<b>G<sub>tot</sub>=5.16 kN/m<sup>2</sup></b>				

**Tableau II.3 : charges permanentes d'étage courant**

**II.4.2.5. Surcharges d'exploitation <<Q>> :**

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

Eléments :	Surcharge(Q) [KN/m <sup>2</sup> ]
Couverture de toiture	1.00
Plancher d'étage courant a usage d'habitation	1.5
RDC (local)	2.5
Plancher sous-sol (garage)	2.5
balcon	3.5
escalier	2.5

Tableau II-4 : Surcharges d'exploitations des différents éléments secondaires.

#### II.4.2.6 Poids propres des éléments :

##### Poids des poutres :

- Poutres principales :

$$P_{pp}=0.35 \times 0.25 \times 4.45 \times 25=9.73 \text{ KN}$$

- Poutres secondaires :

$$P_{ps}=0.30 \times 0.25 \times 3.45 \times 25=6.46 \text{ KN}$$

##### Poids des planchers :

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G \times S = 5,68 \times 15,35=87,18 \text{ KN}$$

- Plancher d'étage courant :

$$G \times S = 5,16 \times 15,35 = 79,20 \text{ KN}$$

**Poids des poteaux**

$h = 0,25m$

$b = 0.25m$

-poteau du RDC :

$G_{pRDC} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3,06 = 4,78KN$

-poteau de l'étage courant :

$G_p = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4,78 KN$

**II4.2.7 Surcharges d'exploitations :**

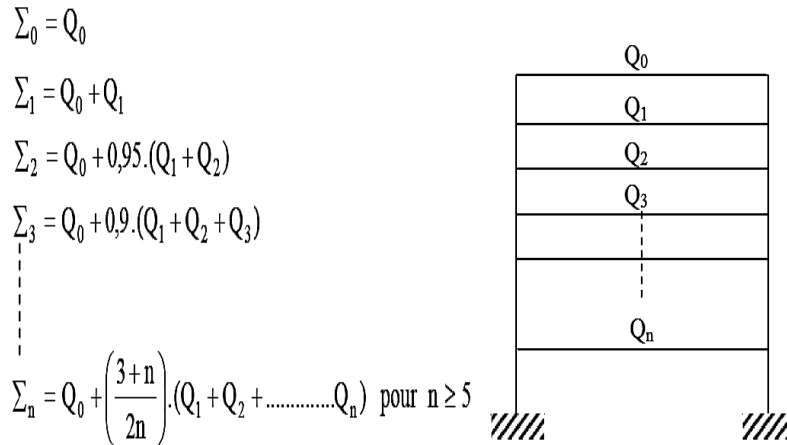
	<b>Surcharge d'exploitation (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Section brute (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Q(KN)</b>
<b>Plancher terrasse</b>	<b>01</b>	<b>15.35</b>	<b>15.35</b>
<b>Plancher d'étage courant</b>	<b>1.50</b>	<b>15.35</b>	<b>23.02</b>
<b>RDC</b>	<b>1.50</b>	<b>15.35</b>	<b>23.02</b>

**Tableau II.5 : surcharges d'exploitations**

**II 4.2.8 Loi de dégression des surcharges :**

Elle s'applique aux bâtiments a grand nombres de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme Independent pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tout leurs niveaux. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression des surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre ouvrage.

**Charges d'exploitations cumulées :**



Niveau	5	4	3	2	1	RDC
coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80

**Tableau II-6 : Les valeurs du coefficient (3+n / 2n)**

- **Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :**

**Niveau 5 :**  $Q_0 = 1 \times 15.35 = 15.35 \text{ KN}$

**Niveau 4 :**  $Q_0 + Q_1 = 15.35 + 23.02 = \mathbf{38.37 \text{ KN}}$

**Niveau 3 :**  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 15.35 + 0.95 (23.02 \times 2) = \mathbf{59.08 \text{ KN}}$

**Niveau 2 :**  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.35 + 0.90 (23.02 \times 3) = \mathbf{77.50 \text{ KN}}$

**Niveau 1 :**  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.35 + 0.85 (23.02 \times 4) = \mathbf{93.61 \text{ KN}}$

**Niveau RDC :**  $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15.35 + 0.80 (23.02 \times 5) = \mathbf{107.42 \text{ K}}$

	Charge permanente G(KN)					Charge d'exploitation Q(KN)		effort normal N(KN)	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )		adopté
	Plancher	poutre	poteau	G <sub>tot</sub>	G <sub>cum</sub>	Q <sub>plancher</sub>	Q <sub>cum</sub>	N=G <sub>cum</sub> +Q <sub>cum</sub>	S=N/σ	Min RPA	
05	87.18	16.19	4.78	108.15	108.15	15.35	15.35	123.5	82.33	25x25	35x35
04	79.2	16.19	4.78	100.17	208.35	23.02	38.37	246.69	164.66	25x25	35x35
03	79.2	16.19	4.78	100.17	308.49	23.02	59.08	367.57	245.05	25x25	40x40
02	79.2	16.19	4.78	100.17	408.66	23.02	77.50	486.16	324.11	25x25	40x40
01	79.2	16.19	4.78	100.17	508.83	23.02	93.61	605.44	401.63	25x25	45x45
RD C	79.2	16.19	4,78	100.17	609	23.02	107.42	716.42	477.61	25x25	45x45

**Tableau II-7 : Détermination des sections des poteaux.**

- **Vérification des sections selon (Art 7.4.1 RPA99/Modifié2003), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :**

Min (b1, h1) ≥ 25cm → → → → en zone I et IIa (c'est notre cas).

$$\text{Min (b1, h1)} \geq h_e / 20$$

$$1 / 4 < b1/h1 < 4$$

Niveau	Section	He (cm)	He/20	Min (b <sub>1</sub> h <sub>1</sub> )	Min (b <sub>1</sub> h <sub>1</sub> ) <sub>≥<math>\frac{h_2}{20}</math></sub>	b <sub>1</sub> /H <sub>1</sub>	(1/4 < b <sub>1</sub> /h <sub>1</sub> < 4)
5	35X35	266	13.3	35	C.V	1	C.V
4	35X35	266	13.3	35	C.V	1	C.V
3	40x40	266	13.3	40	C.V	1	C.V
2	40x40	266	13.3	40	C.V	1	C.V
1	45X45	266	13.3	45	C.V	1	C.V
RDC	45X45	266	13,3	45	C.V	1	C.V

**Tableau II.8 : vérification de la section transversale des poteaux.**

➤ **Vérification de la condition de non flambement des poteaux :**

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

Il faut vérifier la condition de l’élancement suivante :

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

**Avec :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} : \text{l'élancement du poteau}$$

**L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement → ( L<sub>f</sub>=0.707 I<sub>0</sub>)

**i** : Rayon de giration →  $i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

**I<sub>0</sub>** : Hauteur libre du poteau

**S** : Section transversale du poteau → S = b x h.

**I** : Moment d’inertie de la section du poteau par rapport à l’axe xx (axe faible)

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12}$$

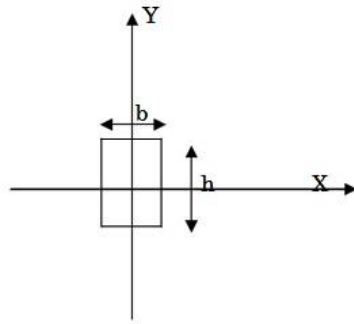


Figure II-7: Coupe de poteau

Niveaux	$I_0(m)$	$I_F(m)$	$I(m)$	$I_{x_x}(m^4)$	N	$A(m^2)$	Obs
6	3.06	2.142	0.101	$1,250 \times 10^{-3}$	21,207	35x35	C.V
5	3.06	2.142	0.101	$1,250 \times 10^{-3}$	21,207	35x35	C.V
4	3.06	2.142	0.115	$2,133 \times 10^{-3}$	18,626	40x40	C.V
3	3.06	2.142	0.115	$2,133 \times 10^{-3}$	18,626	40x40	C.V
2	3.06	2.142	0.129	$3,417 \times 10^{-3}$	16,604	45x45	C.V
1	3.06	2.142	0.129	$3,417 \times 10^{-3}$	16,604	45x45	C.V

Tableau II-9 : Vérification au flambement

- **Conclusion :**

La condition de l'élanement  $\lambda \leq 50$  est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

## Chapitre III

### Calculs des éléments secondaires

### III.INTRODUCTION :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, leurs rôles est d'assurer la sécurité et le confort des usages. Ce sont des éléments en maçonnerie (cloison, mur extérieur etc. ...) ou autres (balcon, acrotère, escalier...).

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement (**BAEL91/Modifié99**) en respectant le règlement parasismique algérien (**RPA99/Modifié2003**).

#### III.1. L'acrotère :

##### III.1.1. INTRODUCTION :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse. Son rôle est évité l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance. Il est assimilé à une console encastree au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère est soumis à son poids propre ( $g$ ) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation horizontal non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion. Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée soit une section de  $(10 \times 100) \text{ cm}^2$ .

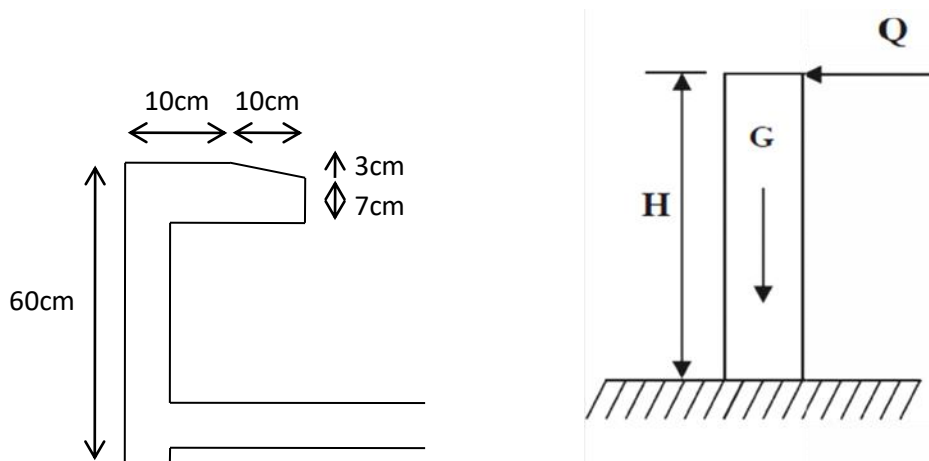


Figure III.1. : Coupe verticale de l'acrotère.

##### III.1.2 Détermination des sollicitations :

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

L'épaisseur :  $h_0=10\text{cm}$

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

La surface longitudinale :  $s = [(0,1 \times 0,6 + 0,1 \times 0,1 - (0,1 \times 0,03/2)]$

$S=0,0685\text{cm}^2$ .

**III.1.3 Calcul des efforts de l'acrotère :**

Poids propre :  $G = \gamma_{\text{béton}} \times S = 25 \times 0,0685 = 1,712\text{KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1\text{KN/ml}$

Effort normal dû au poids propre :  $N = G \times 1 = 1,712\text{KN}$

Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1\text{KN}$

Moment de renversement  $M$  dû à l'effort de renversement :  $M_Q = Q \times h \times 1 = 0,60\text{KN.m}$

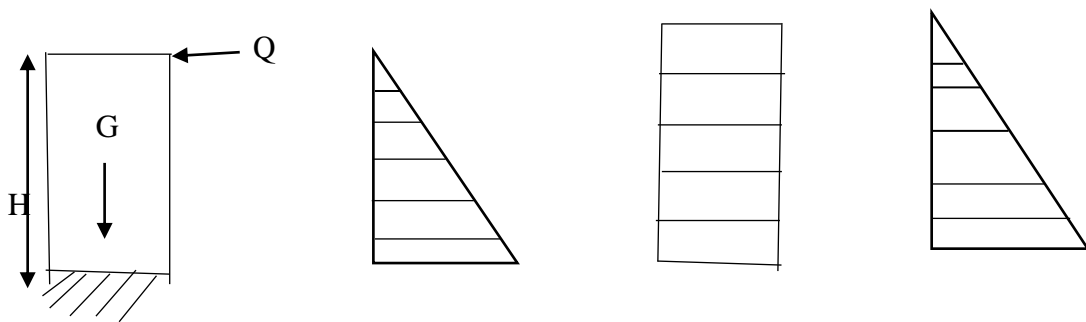


Diagramme des moments

Diagramme des efforts

Diagramme des efforts

$M = Q \cdot H = 0,6\text{KN.m}$

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

normaux  $N = G = 1,712\text{KN}$

**Figure III.2. : Schéma statique efforts de l'acrotère**

**III.1.4 Combinaison de charges :**

**III.1.4.1 ETAT LIMITE ULTIME :**

La combinaison est  $(1,35G + 1,5Q)$

L'effort normal dû la compression dû à  $G$  :  $N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,712 = 2,311\text{KN/ml}$

Effort tranchant  $T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN}$

Moment de renversement dû à Q :  $M_u = 1.5MQ = 1.5 \times 0.60 = 0.9 \text{ KN.m}$

### III.1.4.2 ETAT LIMITE SERVICE :

La combinaison est (G+Q)

Effort de la compression dû à G :  $N_s = G = 1.712 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant :  $T_s = T = 1 \text{ KN}$

Moment de renversement dû à Q :  $M_s = MQ = 0.60 \text{ KN.m}$

### III.1.5 Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur ( $h=10\text{cm}$ ) et la largeur ( $b=100\text{cm}$ ) soumise à la flexion composée.

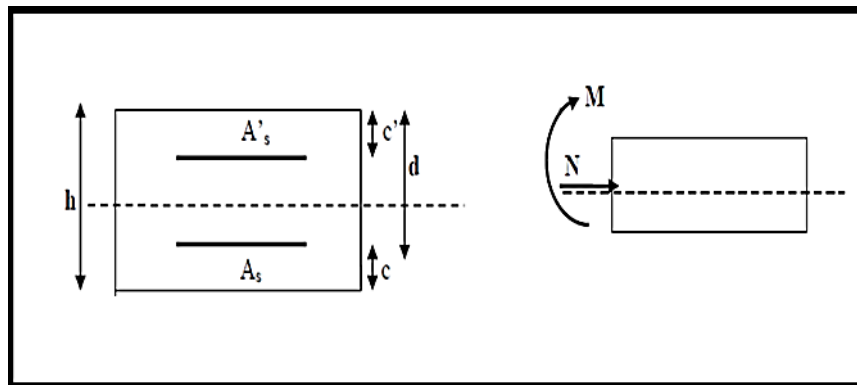


Figure III.3. :Schéma statique de la section de l'acrotère.

**Mr** : moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armateurs tendus.

**e** : excentricité

**b** : la largeur de la section est de 100cm

**h** : épaisseur de la section 10cm

**d** : hauteur utile ( $h-e$ ) = 7cm

#### III.1.5.1 Calcul des armatures à l'ELU :

##### III.1.5.1.1 Calcul l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.311} = 0.39 \text{ m}$$

$$e_u = 39 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h_0}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \Rightarrow eu = 39 \text{ cm} > \frac{h_0}{2} - c = 2 \text{ cm}$$

Avec :

**a** : distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendus.

- ✓ D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

### III.1.5.1.2 Calcul d'armature en flexion simple :

#### ❖ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g \left( \frac{h}{2} + c \right) = 2.311 \left( \frac{0.10}{2} + 0.03 + 0.39 \right) = 1.08 \text{ KN}$$

**g** : les distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendue

#### ❖ Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1.0866 \times 10^3}{1000 \times 7^2 \times 14.2} = 0.01550.0155 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.995$$

Donc on a uniquement des armatures tendues (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_s = 0$ ).

#### ✓ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{1.0866 \times 10^3}{0.992 \times 7 \times 348} = \mathbf{0.449 \text{ cm}^2}$$

### III.1.5.1.3 Calcul en flexion composée :

#### ➤ La section réelle des armatures est :

$$A_R = A_f \cdot \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.449 \cdot \frac{2.311}{34.8} = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{st}} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

**III.1.5.2 Vérification à l'ELU :****III.1.5.2.1 Condition de non fragilité du béton (de la section minimal) (ART. A42.1 BAEI91/Modifié99)**

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

Généralement le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

**As > Amin**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{ft_{28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.712} = 0.350 = 0.35m = 35cm$$

$$ft_{28} = 0.06f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 25 + 0.6 = 2.1MPa$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left( \frac{35 - 0.455 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right) = 0.845cm^2$$

$$\text{Donc } A_{min} = 0.845cm^2 \geq A_R = 0.323 cm^2$$

❖ **Conclusion :**

On remarque que  $A < A_{min}$  alors les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_u = A_{min} = 0.845[cm^2/ml] \text{ soit } A_u = 4HA8 = 2.01cm^2/ml \text{ avec un espacement de } St = 25cm.$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 cm^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement St = 25cm

**III.1.5.2.2 Vérification au cisaillement (Art A5.1 ; 1.BAEI91/Modifié99) :**

Nous avons une fissuration préjudiciable, alors on doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u =$

$$\frac{V_u}{bd} \leq \tau_u$$

Vu : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

b : la largeur de la bande considérée = 100cm

d= hauteur utile de la section ( d=h-c)

$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = 2.5\text{MPa} \quad \text{avec} \quad f_{c28}=25\text{MPa} \quad \gamma_b=1.5$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \quad \text{avec} \quad V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 1000}{10^3 \times 70} = 0.0214\text{MPa}$$

$\tau_u \leq \tau_u$  : la condition est vérifié donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.1.5.2.3 Vérification de l’adhérence des barres (Art A6.1, 3. BAEL91/Modifié99 )**

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \psi_s f_{t28} = (1.5 \times 2.1) = 3.15\text{MPa} \quad \text{avec} \quad (\psi_s = 1.5 \text{ hautes adhérences}).$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9d \sum u_i}$$

$\sum u_i$  : Somme de périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n. \pi. \phi = 4. \pi. 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 125.6} = 0.2369\text{MPa} < \tau_{se} = 3.15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n’y a pas de risque d’entraînement des barres.

**III.1.5.2.4 Espacement des barres :**

➤ **Armatures principales** :  $St < \min (3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$       **avec**  $h=10\text{cm}$

$$St = 25\text{cm} < 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition** :  $St < \min (4h, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

$$St = 25\text{cm} < 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

**III.1.5.2.5 Ancrage des barres : (Art A.6.1, 23 .BAEL91/Modifié99 ) :**

✓ **Longueur de scellement  $L_s$  est donnée par :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4. \tau_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} = 25.40\text{cm}$$

On prend :  $L_s = 40 \times 0.8 = 32\text{cm}$

**III.1.5.3. Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

**a) Vérification de la contrainte de compression dans l'acier (Art A.4.5.23 BAEI91/Modifié99) :**

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ Min } \left[ \frac{2f_e}{3}, 110\sqrt{\eta f t_{28}} \right]$$

Avec :  $\eta = 1.6$  coefficient de fissuration

$$\sigma_{st} = \text{min} \left[ \frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 21} \right] = \text{min} [266,67 ; 201,63]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d S_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0,287 \rightarrow \beta_1 = 0,912 \rightarrow K_1 = 44,52$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d S_{st}} = \frac{0,6 \times 1000}{0,912 \times 70 \times 2,01 \times 10^3} = 46,55 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 46,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée**

**b) Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{ct28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K} \sigma_{st} = \frac{1}{44,52} \times 46,58 = 1,05 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée**

**III.1.6 Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA99/Modifié2003 )**

➤ L'action des forces horizontales  $F_p$  est calculée suivant la formule :

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

Avec : **A** : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du (RPA99/modifié2003) suivant la zone sismique (**IIa**) et le groupe d'usage de bâtiment (2)  $A=0.15$

**C<sub>p</sub>** : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 donc  $C_p=0.8$

**W<sub>p</sub>** : poids propre de l'acrotère  $W_p=1.712 \text{ KN/ml}$

D'où :  $F_p=4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.712=0.822 \text{ KN/ml}$

$F_p=0.822 \text{ KN/ml} < Q=1 \text{ KN/m}$

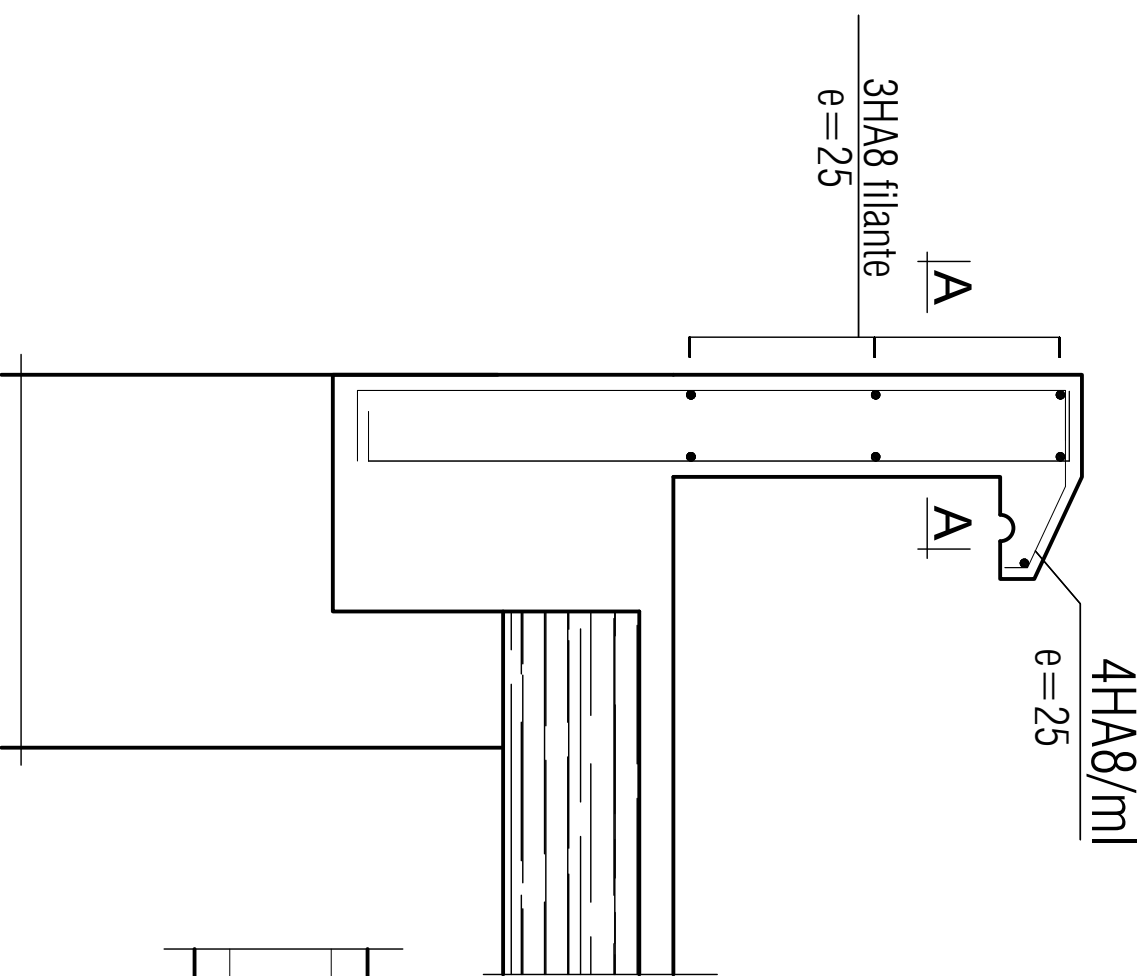
$\Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow$  Donc l'acrotère résiste bien a la sollicitation dû séisme local. D'ou le ferrailage adopter précédemment convenable.

❖ **Conclusion général :**

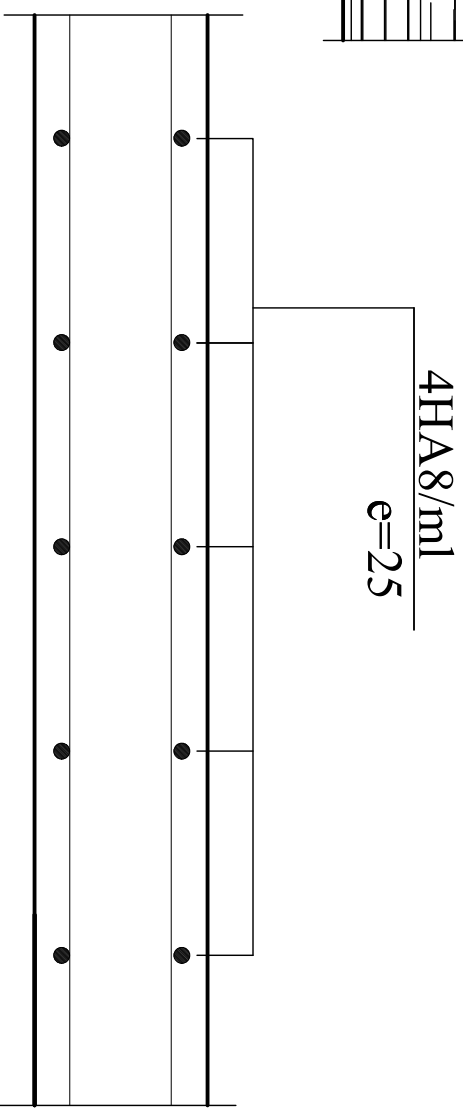
Après les différents calculs et vérification effectué, nous adoptant le ferrailage suivant pour notre acrotère :

- Armature principales : 4HA8 /ml d'épaisseur :  $e=25 \text{ cm}$
- Armature de répartition : 4HA8/ ml d'épaisseur :  $e=25 \text{ cm}$

# Ferrailage de l'acrotère



## Coupe: A-A



### III.2. Les planchers :

#### III.2.1) INTRODUCTION :

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

- Corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de 4 cm.
- Des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée, pour réduire la flèche espacée de 65cm.

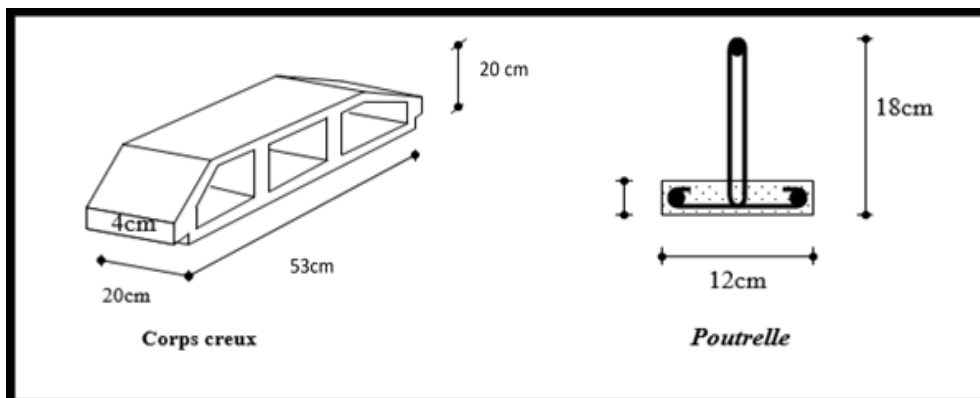


Figure III.4. : Schéma descriptif d'un plancher courant.

#### III-2-2-Planchera corps creux :

Les plancher en corps creux sont composés de 3 éléments principaux

- ✓ les corps creux on (entre vous) qui servent de coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique
- ✓ les poutrelles en béton arme disposées suivant la petite portée qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction Grace a leurs armatures .
- ✓ une dalle de compression armé coulée sur le corps creux.

#### III.2.3 Dimensionnement et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton coulée sur place et sur l'ensemble du plancher constitué par les

poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance TLE 520 et  $\phi = 5mm$  Avec  $f_e = 520MPa$  et une épaisseur courante de 4cm environ, les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par (BAEL 91 / modifié 99).

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- La distance entre axes des poutrelles est de  $\rho = 65cm$ .

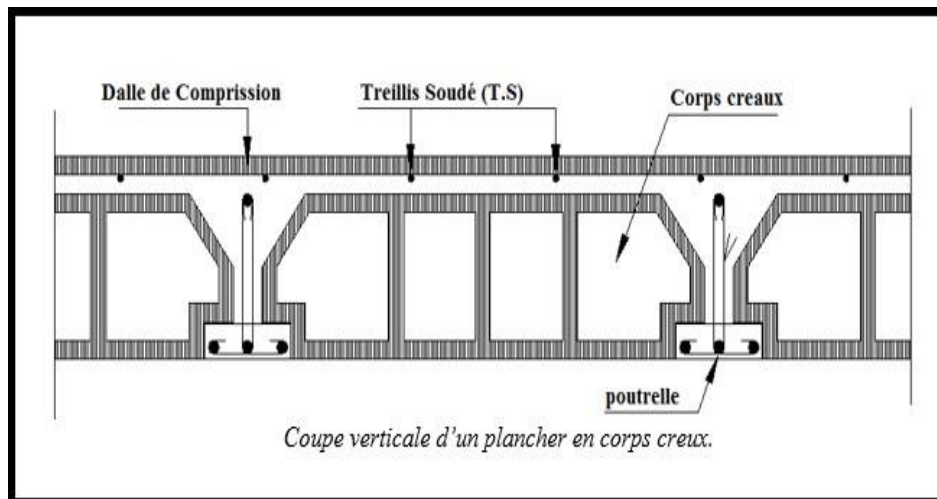


Figure III.5. : Coupe verticale d'un plancher en corps creux

❖ **Calcul des armatures :**

a) **Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e}$$

Avec  $f_e = 520MPa$ , limite d'élasticité.

$L = 65cm$  : distance entre axes des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/ml \rightarrow A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2/ml$$

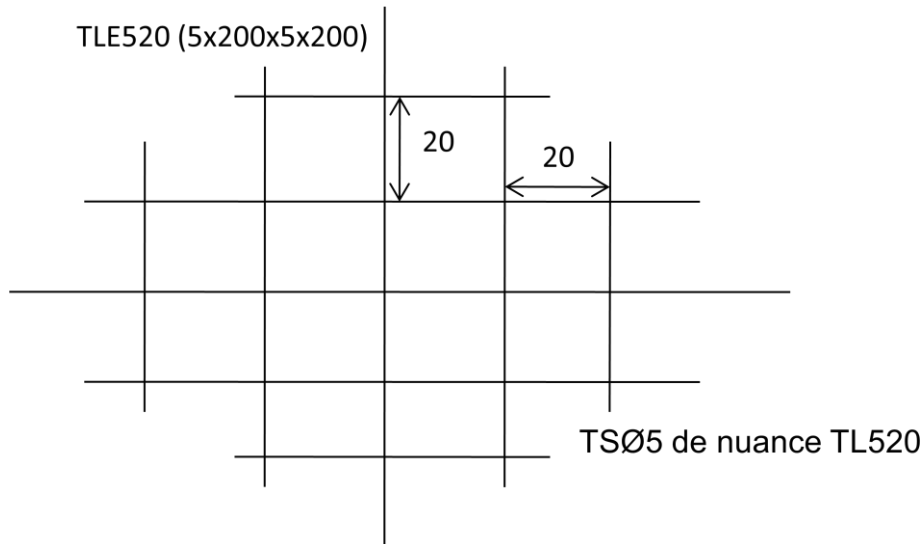
Avec un espacement  $St = 20cm$

b) **Pour les armatures parallèles aux poutrelles:**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/ml \rightarrow A_{\parallel} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2/ml$$

Avec un espacement  $St = 20cm$ .

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TL520) de dimension  $(5 \times 5 \times 200 \times 200)$



**Figure III.6. Ferrailages de dalle de compression**

### ❖ Conclusion

On optera pour un treillis soudé TLE520 (5x200x5x200)

### III.2.4 Étude de la poutrelle:

La poutrelle préfabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension  $(12 \times 4) \text{ cm}^2$

#### ➤ Disposition des poutrelles :

Pour la disposition des poutrelles il y'a deux critères qui conditionnes le choix du sens de disposition qui sont :

- ✓ critère de la petite portée les poutrelles sont disposées à la petite portée
- ✓ critère de continuité si les deux sens ont les mêmes dimensions alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plan grand appuis
- ✓ dans notre cas les poutrelles seront disposées parallèlement à la plus petite portée

#### III.2.4.1. Dimensionnement des poutrelles:

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'axe de deux poutrelles successives ( $l' = 65 \text{ cm}$ ).

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en Té, les règles préconisent que la largeur  $b_1$

de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}; \frac{2 L_1}{3} \right)$$

- ❖  $b_0$  : Largeur de la nervure  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .
- ❖  $b$ : Distance entre axes des poutrelles.  $b=65\text{cm}$
- ❖  $L$  : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles  $L=65 - 12=53 \text{ cm}$ .
- ❖  $L_1$ : Longueur de la plus grande travée  $l_1=330\text{m}$ .
- ❖  $h_0$ : épaisseur de la dalle de compression  $h_0=4\text{cm}$ .
- ❖  $h$ : hauteur totale de plancher corps creux.  $16+4=20\text{cm}$

$$b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5\text{cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{330}{10} = 33\text{cm} \Rightarrow \text{On prend : } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2 L_1}{3} = \frac{2 \times 330}{3} = 220\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

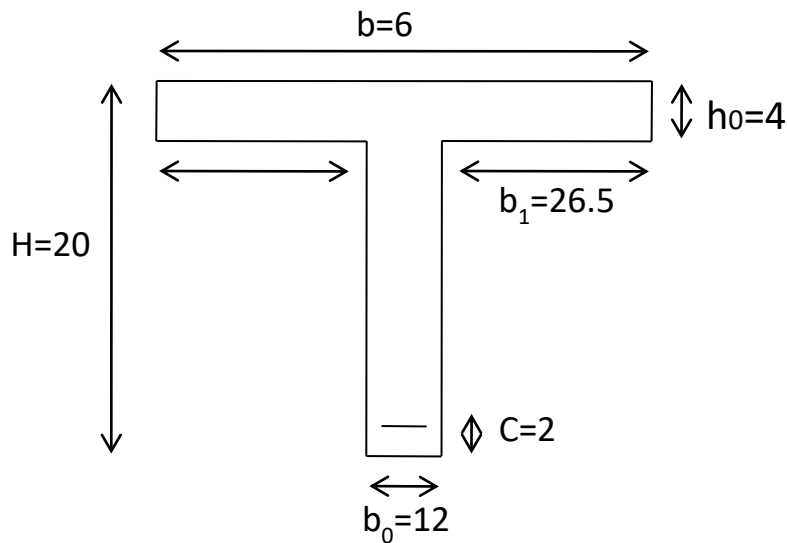


Figure : III.7.:construction de la section en T.é.(cm)

### III.2.4.2 Calcul de la poutrelle :

#### a) Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle à considérer est une poutre de  $(12 \times 4)$  cm<sup>2</sup>, simplement appuyée sur deux extrémités (figure III.7). Elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et de la surcharge de l'ouvrier. Donc on aura à calculer une section rectangulaire (figure III.9)

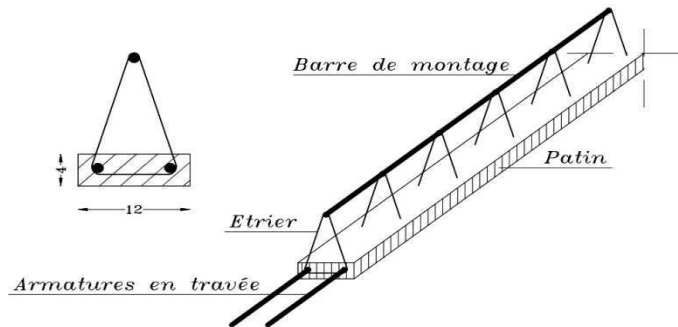


Figure III.8:schéma descriptif de la poutrelle

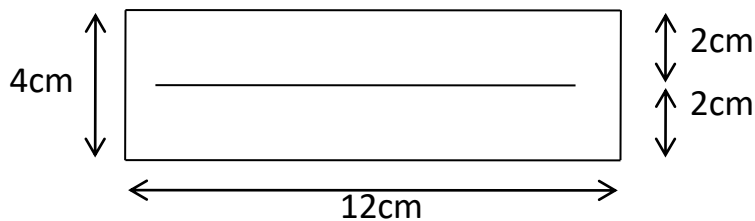


Figure III.9:dimensionnement de la section rectangulaire

#### ➤ Remarque :

Pour les calculs on va prendre le cas le plus défavorable qui est l'étape après coulage de la dalle de compression

#### b). Après le coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en (Té) reposant sur des appuis intermédiaire, partiellement encastré sur les deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher

#### ❖ Charges permanentes et les charges d'exploitations :

##### ✓ plancher RDC :

- Charge permanente :  $G=5.16 \times 0.65=3.354 \text{kn/ml}$
- Charge d'exploitation :  $Q=1.5 \times 0.65=0.975 \text{kn/ml}$

✓ **plancher étage courant :**

- Charge permanent  $G=5.16 \times 0.65=3.354 \text{kn/ml}$
- Charge d'exploitation  $Q=1.5 \times 0.65=0.975 \text{kn/ml}$

✓ **plancher terrasse inaccessible :**

- Charge permanent :  $G=5.68 \times 0.65=3.692 \text{kn/ml}$
- Charge d'exploitation :  $Q=1 \times 0.65=0.65 \text{kn/ml}$

c) **Combinaison de charges :**

➤ **Plancher étage courants :**

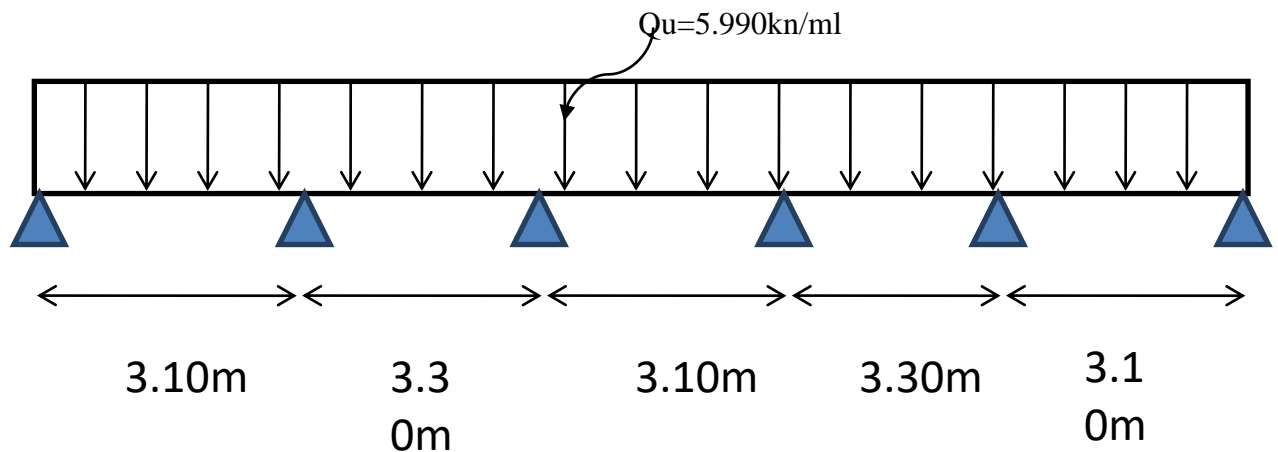
- ✓ **ELU:**  $q_u=1,35G+1,5Q=(1.35 \times 3.354)+(1.5 \times 0.975)=5.990 \text{KN/ml}$
- ✓ **ELS:**  $q_s=G+Q=3,354+0.975=4.329 \text{KN/ml}$ .

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

- ✓ **ELU:**  $q_u=1.35G+1.5Q=(1.35 \times 3.692)+(1.5 \times 0.65)=5.959 \text{KN/ml}$
- ✓ **ELS:**  $q_s=G+Q=3.692+0.65=4.342 \text{KN/ml}$ .

• **Remarque:**

On remarque que le chargement pour le RDC et l'étage courant sont les plus défavorable donc le calcul se fera sur l'un de ces plancher



**Figure III.10. : Schéma statique de la poutre**

➤ **Choix de la méthode :**

Les efforts interne sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

- ❖ Méthode forfaitaire.
- ❖ Méthode de trois moments.

❖ Méthode de Caquot.

✓ **Méthode forfaitaire :**

Cette méthode s’applique aux éléments fléchis remplissant les conditions

Suivantes : **(Art.6.210BAEL91/modifié99)**

- La méthode s’applique aux planchers à surcharge d’exploitation modérée.

Donc la surcharge d’exploitation doit vérifier la relation :

$$Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

Avec  $Q=1,5\text{KN/ml} \leq \max (2 \times 5.16=10.32 \text{ KN/m}^2 ; 5\text{KN/m}^2)$  .....**condition vérifiée.**

- Les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.....**condition vérifiée**
- Les portées successives ont un rapport compris entre 0,8 et 1,25. C.-à-d. :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\left. \begin{array}{l} \geq \frac{3.10}{3.30}=0,933 \\ \frac{3.30}{3.10}=1.064 \\ \frac{3.10}{3.30}=0,933 \\ \frac{3.30}{3.10}=1.064 \end{array} \right\}$$

⇒⇒⇒ **condition vérifiée**

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable ⇒ **condition vérifiée.**

❖ **Remarque :**

**Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable**

➤ **Principe de la méthode :**

Il consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M0 dans la travée dite de comparaison, c’est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

**III.2.5. Exposé de la méthode :**

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation a la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant

$M_0 = \frac{qL^2}{8}$  dont L : longueur entre nus des appuis

$M_W$  : Valeur absolue du moment sur l'appuis de gauche

$M_e$  : Valeur absolue du moment sur appuis de droit

$M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée

Les valeurs  $M_W$   $M_e$   $M_t$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \text{Max} (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) - \frac{M_W+M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$  dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$  dans une travée de rive

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- ♦  $0.6 M_0$  pour une poutre a deux travées
- ♦  $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de deux travées
- ♦  $0.4 M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre a plus de trois traves

Dans notre cas nous avons une poutre reposant sur **six (06) appuis**

➤ **Application de la méthode de :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \Rightarrow \text{avec } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{1.5}{1.5+5.16} = 0.225 \Rightarrow 0 \leq \alpha = 0.225 \leq \frac{2}{3} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Dans notre cas on a une poutre reposant sur **six (06) appuis**, on aura le diagramme suivant :

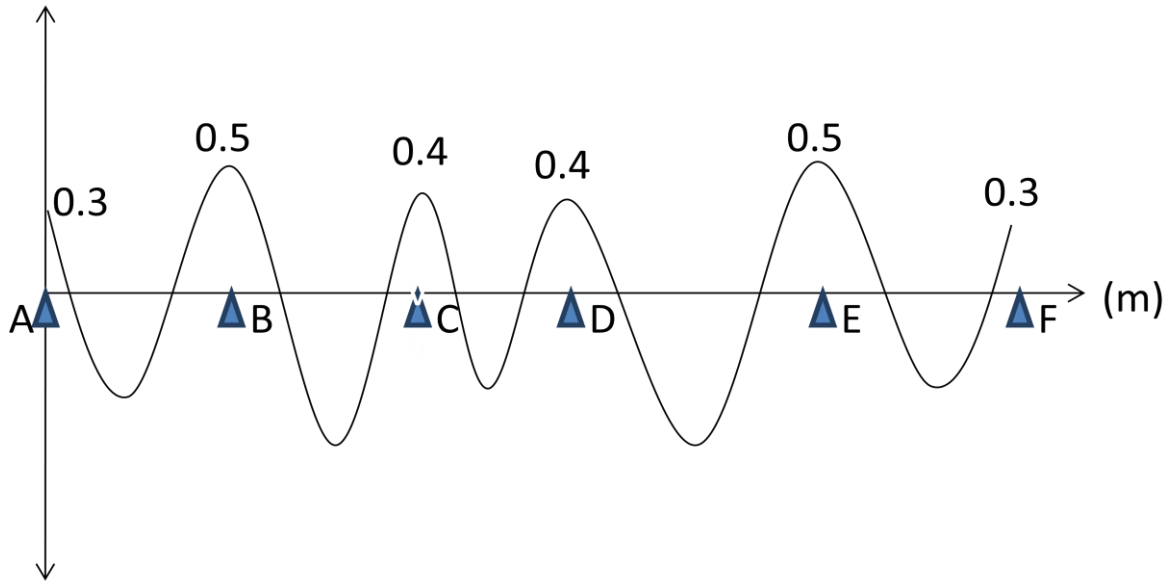


Figure III.11. : Diagramme des moments aux appuis

❖ Calcul à L'ELU

▪ Calcul des moments isostatique :

Soit :  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_{01} = M_{03} = M_{05} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.990 \times 3.10^2}{8} = 7.195 \text{ kn.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.990 \times 3.30^2}{8} = 8.154 \text{ kn.m}$$

❖ Calcul des moments aux appuis :

- $M_A = 0,3 M_{01} = 0,3(7.195) = 2.158 \text{ KN.m}$
- $M_B = 0,5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0,5(8.154) = 4.077 \text{ KN.m}$
- $M_C = 0,4 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0,4(8.154) = 3.261 \text{ KN.m}$
- $M_D = 0,4 \max (M_{03} ; M_{04}) = 0,4(8.154) = 3.261 \text{ KN.m}$
- $M_E = 0,5 \max (M_{04} ; M_{05}) = 0,5(8.154) = 4.077 \text{ KN.m}$
- $M_F = 0,3 M_{05} = 0,3(7.195) = 2.158 \text{ KN.m}$

❖ Calcul des moments en travées :

- Étude de la travée AB : (travée de rive)

$$\checkmark M_t^{AB} \geq \max (1,05 M_{01} ; (1+0,3\alpha) M_{01}) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$\checkmark M_t^{AB} \geq \max (7.554 ; 7,680) - \frac{2.158 + 4.077}{2} \Rightarrow M_t^{AB} \geq (7.680 - 3.117) = 4.562 \text{ kn.m}$$

$$\checkmark M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1.2+0.067}{2} 7.195 = 4.558 \text{kn.m}$$

On prend  $M_t^{AB} = 4.562 \text{kn.m}$

- **Étude de la travée BC :**

$$\checkmark M_t^{BC} \geq \max (1,05M_{02} ; (1+0,3\alpha) M_{02}) - \frac{MB+MC}{2}$$

$$\checkmark M_t^{BC} \geq \max (8.561 ; 8.704) - \frac{4,077+3,261}{2} \Rightarrow \Rightarrow M_t^{AB} \geq (8.704 - 3.669) = 5.035 \text{kn.m}$$

$$\checkmark M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1+0.067}{2} 8.154 = 4.350 \text{KN.m}$$

On prend :  $M_t^{BC} = 5.035 \text{KN.m}$

- **Etude de la travée CD :**

$$\checkmark M_t^{CD} \geq \max (1,05M_{03} ; (1+0,3\alpha) M_{03}) - \frac{MC+MD}{2}$$

$$\checkmark M_t^{CD} \geq \max (7.554 ; 7.680) - \frac{3,261+3,261}{2} \Rightarrow \Rightarrow M_t^{CD} \geq (7.680 - 3.261) = 4.419 \text{ kn.m}$$

$$\checkmark M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1+0.067}{2} 7.195 = 3.838 \text{kn.m}$$

On prend :  $M_t^{CD} = 4.419 \text{KN.m}$

- **Étude de la travée DE :**

$$\checkmark M_t^{DE} \geq \max (1,05M_{04} ; (1+0,3\alpha) M_{04}) - \frac{MD+ME}{2}$$

$$\checkmark M_t^{DE} \geq \max (8.561 ; 8.704) - \frac{3,261+4,077}{2} \Rightarrow \Rightarrow M_t^{DE} \geq (8.704 - 3.669) = 5.035 \text{ kn.m}$$

$$\checkmark M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1+0.067}{2} 8.154 = 4.350 \text{kn.m}$$

On prend :  $M_t^{DE} = 5.035 \text{KN.m}$

- **Étude de la travée EF :**

$$\checkmark M_t^{EF} \geq \max (1,05M_{05} ; (1+0,3\alpha) M_{05}) - \frac{ME+MF}{2}$$

$$\checkmark M_t^{EF} \geq \max (7.554 ; 7, 680) - \frac{4,077+2,158}{2} \Rightarrow M_t^{EF} \geq (7.680 - 3.117) = 4.562 \text{kn.m}$$

$$\checkmark M_t^{EF} \geq \frac{1.2+0,3\alpha}{2} M_{05} = \frac{1.2+0.067}{2} 7.195 = 4.558 \text{kn.m}$$

On prend :  $M_t^{EF} = 4.562 \text{ KN.m}$

- Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = v(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}; \quad \text{avec} \quad \begin{cases} V_w = \frac{quL_i}{2} \\ V_e = -\frac{quL_i}{2} \end{cases}$$

Avec :  $V_w$  : effort tranchant à gauche de l'appui.  $V_e$  : effort tranchant à droite de l'appui.

❖ A l'ELU :

✓ Travée de rive AB:

$$T_A = qu \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 5.990 \times \frac{3.10}{2} + \frac{-4.077 + 2.158}{3.10} = 8.665 \text{KN} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow T_A = 8.665 \text{ kn}$$

$$T_B = -qu \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -5.990 \times \frac{3.10}{2} + \frac{-4.077 + 2.158}{3.10} = -9.903 \text{KN} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow T_B = -9.903 \text{ kn}$$

✓ Travée de rive BC

$$T_B = qu \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 5.990 \times \frac{3.30}{2} + \frac{-3.261 + 4.077}{3.30} = 10.130 \text{KN} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow T_B = 10.130 \text{ kn}$$

$$T_C = -qu \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -5.990 \times \frac{3.30}{2} + \frac{-3.261 + 4.077}{3.30} = -9.636 \text{KN} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow T_C = -9.636 \text{ kn}$$

✓ Travée de rive CD :

$$T_C = qu \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 5.990 \times \frac{3.10}{2} + \frac{-3.261 + 3.261}{3.10} = 9.284 \text{KN} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow T_C = 9.284 \text{ kn}$$

$$T_D = -qu \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -5.990 \times \frac{3.10}{2} + \frac{-3.261 + 3.261}{3.10} = -9.284 \text{KN} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow T_D = -9.284 \text{ kn}$$

✓ Travée de rive DE:

$$T_D = qu \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 5.990 \times \frac{3.30}{2} + \frac{-4.077 + 3.261}{3.30} = 9.636 \text{KN} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow T_D = 9.636 \text{ kn}$$

$$T_E = -qu \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -5.990 \times \frac{3.30}{2} + \frac{-4.077 + 3.261}{3.30} = -10.130 \text{KN} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow T_E = -10.130 \text{ kn}$$

✓ Travée de rive EF:

$$T_E = qu \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 5.990 \times \frac{3.10}{2} + \frac{-2.158 + 4.077}{3.10} = 9.903 \text{KN} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow T_E = 9.903 \text{ kn}$$

$$T_F = -qu \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -5.990 \times \frac{3.10}{2} + \frac{-2.158 + 4.077}{3.10} = -8.665 \text{KN} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow T_F = -8.665 \text{ kn}$$

Travée	$M_0(kn. m)$	$M_W(kn. m)$	$M_e(kn. m)$	$M_t(kn. m)$	$T_W(kn)$	$T_e(kn)$
A-B	7.195	2.158	4.077	4.562	8.665	-9.903
B-C	8.154	4.077	3.261	5.035	10.130	-9.636
C-D	7.195	3.261	3.261	4.419	9.284	-9.284
D-E	8.154	3.261	4.077	5.035	9.636	-10.130
E-F	7.195	4.077	2.158	4.562	9.903	-8.665

Tableau III.1 : résultats à l'ELU

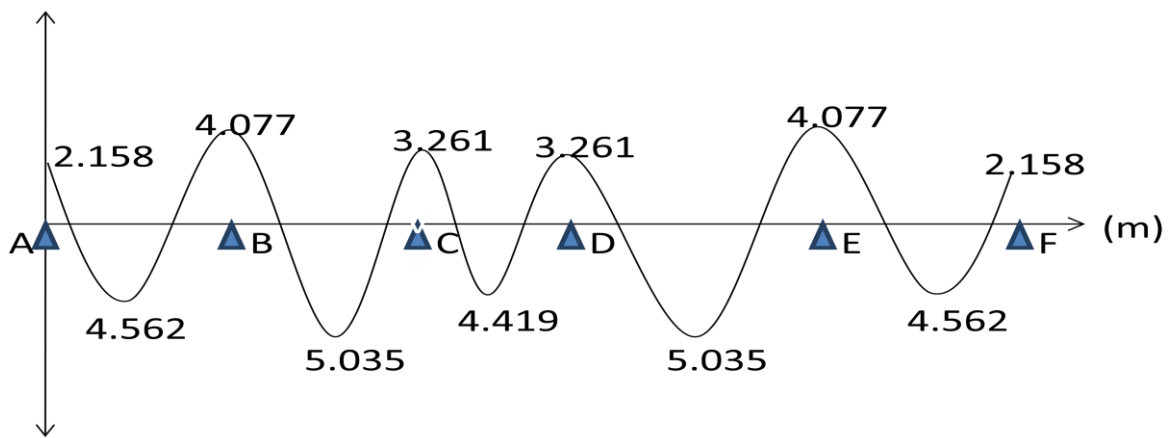


Figure III.12.: Diagramme des Moments fléchissants

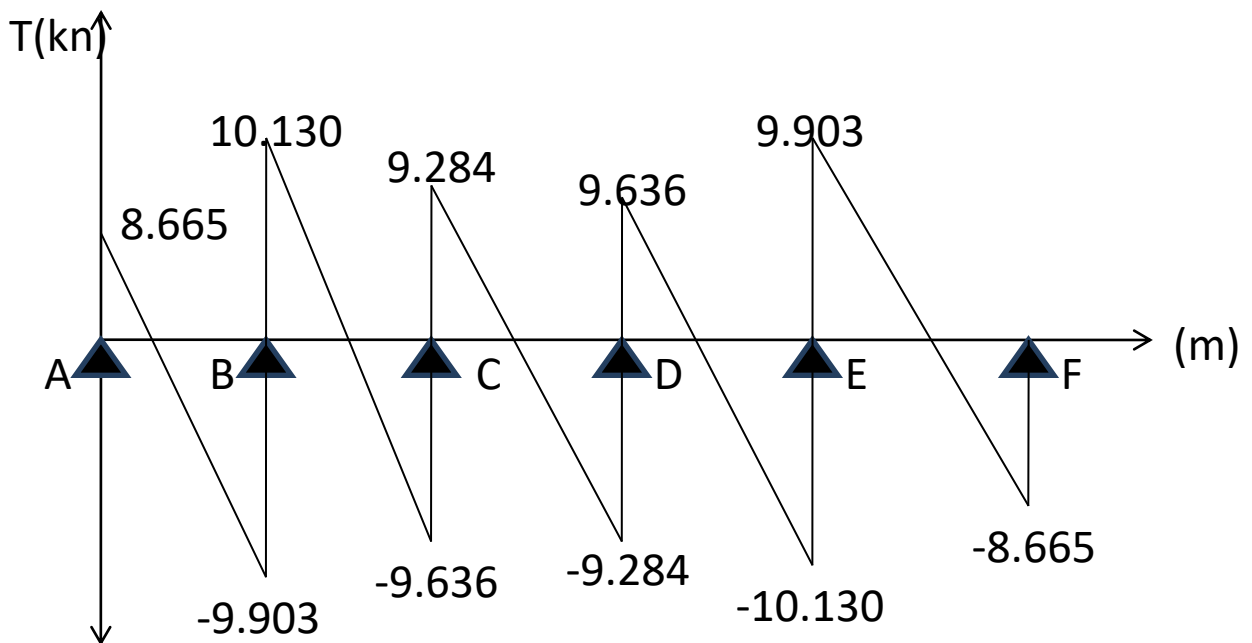


Figure III.13: Diagramme des efforts tranchants

### III.2.5 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage sera calculé avec les moments max en travée et aux appuis.

#### a) Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 5.035 \text{KN.m} \quad M_a^{\max} = 4,077 \text{KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$$b=65\text{cm} ; b_0=12\text{cm} ; h=20\text{cm} ; h_0=4\text{cm} ; d=18\text{cm}$$

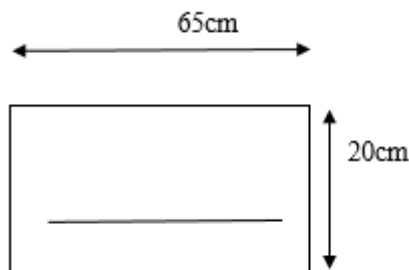


Figure III.14. dimensionnement de la section rectangulaire.

#### ➤ En travée :

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t^{\max} = 5.035 \text{KN.m}$$

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ avec } f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 5.035 \text{KN.m} < M_0 = 59,072 \text{KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table compression, la section en (té) sera calculée comme une section rectangulaire (65x20) cm<sup>2</sup>.

## ✓ Sections d'armatures

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.035 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0,016 \quad \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta x d x \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.035 \times 10^3}{0,992 \times 18 \times 348} = 0.811 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

## ➤ Aux appuis :

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 20 \text{ cm}$ .  $(12 \times 20) \text{ cm}^2$   $M_t^{\max} = 4.077 \text{ kn.m}$

$$\mu = \frac{M_{amax}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{4.077 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,073$$

$$\mu = 0,073 < \mu_1 = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \mu = 0,073 \quad \beta = 0,962$$

$$A_s = \frac{M_{amax}}{\beta x d x \gamma_s} = \frac{4,077 \times 10^3}{0,962 \times 18 \times 348} = 0,677 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 1\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 1.287 \text{ cm}^2$$

## ✓ Armatures transversales : (Art A7.2,2 BAEL91/modifié99)

D'après le BAEL le diamètre des armatures transversale et donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\langle \frac{h}{35}, \left| \phi_1 \right|, \frac{b_0}{10} \right\rangle$$

$\phi_t$  : diamètre des armatures transversales

$\phi_1$  : diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min \left\langle \frac{20}{35}, \left| 0,8 \right|, \frac{12}{10} \right\rangle$$

$$\phi_t \leq \min \langle 0,571 | 0,8 | 1,2 \rangle$$

$$\phi_t = 0,571 \text{ cm} \quad \text{on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte par } A_t = 2\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

## ❖ Espacement des armatures transversales :

- $S_t \leq \min\{0,9d | 40\text{cm}\}$
- $S_t \leq \min\{16,2\text{cm} | 40\text{cm}\}$

On prend :  $S_t = 15\text{cm}$  : la section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante (ART .5.1.2.3BAEL91/ modifié99)

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \geq 0,4\text{MPa} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2,222\text{MPa} > 0,4\text{MPa} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

## III.2.6 Vérification à l'ELU :

## III.2.6.1 Condition de non fragilité du béton et de la section minimale :(ART B4.2.1 BAEL91/modifié99)

## ➤ Calcul de la section minimale :

On doit vérifier que :  $A_t \geq A_{\min}$   $A_{\min} \geq \frac{0,23b_0 d f_{t28}}{f_e}$  avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1\text{MPa}$

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,261\text{cm}^2$$

- En travée :  $A_t = 1,51\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,261\text{cm}^2 \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- Aux appuis :  $A_t = 1,287\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,261\text{cm}^2 \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

## III.2.6.2 Vérification de la contrainte de cisaillements (ART A.4.21 BAEL91/modifié99) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \text{ avec : } T_u^{\max} = V_u^{\max} = 10,130\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} \leq \tau_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{10,130 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,468\text{MPa}$$

$$\tau_u = \min \left( 0,2 ; \frac{25}{1,5} ; 5\text{MPa} \right) = 3,333\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,468\text{MPa} < \tau_u = 3,333\text{MPa}$$

Pas de risque de cisaillement  $\Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$

### III.2.6.3 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

(ART A.1.3BAEL91/ Modifié99) :

Il faut vérifier que  $\tau_{se} < \tau_{se} = \psi_s f_{t28}$

Avec ;

$\psi_s = 1,5$  coefficient de scellement HA

$f_{t28}$  la résistance caractéristique du béton a 28j en traction : 2,1 MPA

$\tau_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$

$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum U_i}$  avec :

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = (3 \times 3,14 \times 8) = 75,36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.130 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 0,829 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,829 \text{MPa} < \tau_{se} = 3,15 \text{MPa}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

### III.2.6.4 L'influence de l'effort tranchant sur le béton : (ART A5.1.313 BAEL91/ modifié99)

On doit vérifier que  $V_u^{max} \leq 0,4 \times b \times o \frac{a f_{c28}}{\gamma_b}$  avec : a=0,9d

$$V_u^{max} \leq 0,4 \times 120 \times 0,9 \times 180 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} \Rightarrow V_u^{max} \leq 129,6 \text{kn}$$

- Appuis de rive :

$$V_u^{max} = 9,903 \text{KN} < V_u^{max} = 129,6 \text{KN} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Appuis intermédiaire :

$$V_u^{max} = 10,130 \text{KN} < V_u^{max} = 129,6 \text{KN} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III.2.6.5 L'influence de l'effort tranchant sur les armatures (ART.5.1.312 BAEL91/modifié99) :

- Appuis de rive :

$$A \geq \left( V_u^{max} + \frac{M_{a,max}}{0,9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left( 9,903 + \frac{2,158}{0,9 \times 18} \right) \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = 0,288 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,287 \text{ cm}^2 > A = 0,288 \text{ cm}^2 \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Appuis intermédiaire :

$$A \geq \left( V_u^{max} + \frac{M_{a,max}}{0,9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left( 10,130 + \frac{4,077}{0,9 \times 18} \right) \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = 0,298 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,287 \text{ cm}^2 > A = 0,298 \text{ cm}^2 \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

### III.2.6.7 Ancrage des barres : (longueur de scellement) (ART 6.1.221 BAEL91/modifié99)

$$\text{Longueur de scellement doit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$\psi = 1,5$  coefficient de scellement HA

$$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = 35,273 \text{ cm}$$

On prend  $L_s = 35 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la longueur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesure hors crochet est de :

$$L_c = 0,4 \times L_s \text{ (pour l'acier HA)}$$

$$L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

### III.2.7 Vérification à l'ELS :

- ❖ Calcule des moments isostatiques :

$$q_s = 4,329 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.16} = 0,225 \quad \text{donc } 0 \leq \alpha = 0,225 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- $M_{01} = \frac{qslAB^2}{8} = \frac{4,329 \times 3,10^2}{8} = 5.200 \text{KN.m}$
- $M_{02} = \frac{qslBC^2}{8} = \frac{4,329 \times (3,30)^2}{8} = 5.893 \text{KN.m}$
- $M_{03} = \frac{qslCD^2}{8} = \frac{4,329 \times (3,10)^2}{8} = 5.200 \text{KN.m}$
- $M_{04} = \frac{qslDE^2}{8} = \frac{4,329 \times (3,30)^2}{8} = 5.893 \text{KN.m}$
- $M_{05} = \frac{qslEF^2}{8} = \frac{4,329 \times (3,10)^2}{8} = 5.200 \text{KN.m}$

❖ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3(5.200) = 1.560 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0,5(5.893) = 2.946 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0,4(5.893) = 2.357 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03} ; M_{04}) = 0,4(5.893) = 2.357 \text{KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max (M_{04} ; M_{05}) = 0,5(5.893) = 2.946 \text{KN.m}$$

$$M_F = 0,3M_{05} = 0,3(5.200) = 1.560 \text{KN.m}$$

❖ **Calcul des moments en travées :**

➤ **Etude de la travée AB : (travée de rive )**

$$M_t^{AB} \geq \max (1,05M_{01} ; (1+0,3\alpha) M_{01}) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (5.460 ; 5.551) - \frac{1.560 + 2.946}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 5.551 - 2.253 = 3,298 \text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2+0,067}{2} \times 5.200 = 3,294 \text{KN.m}$$

**On prend :  $M_t^{AB} = 3,298 \text{KN.m}$**

➤ **Etude de la travée BC : (travée d'intermédiaire)**

$$M_t^{BC} \geq (1,05M_{02} ; (1+0,3\alpha) M_{02}) - \frac{MB+MC}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq (6.187 ; 6.290) - \frac{2.946+2.357}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 6.290 - 2.651 = 3.639 \text{kn.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1+0,067}{2} \times 5.893 = \mathbf{3.143 \text{ KN.m}}$$

On prend :  $M_t^{BC} = \mathbf{3.639 \text{KN.m}}$

➤ **Etude de la travée CD :(travée d'intermédiaire)**

$$M_t^{CD} \geq (1,05M_{03} ; (1+0,3\alpha) M_{03}) - \frac{MC+MD}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq (5.460 ; 5.551) - \frac{2,357+2,357}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 5.551 - 2.357 = 3.194 \text{kn. m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1+0,067}{2} \times 5.200 = \mathbf{2.774 \text{ KN.m}}$$

On prend :  $M_t^{CD} = \mathbf{3.194 \text{KN.m}}$

➤ **Etude de la travée DE : (travée d'intermédiaire)**

$$M_t^{DE} \geq (1,05M_{04} ; (1+0,3\alpha) M_{04}) - \frac{MD+ME}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq (6.187 ; 6.290) - \frac{2,357+2,946}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq 6.290 - 2.651 = 3.639 \text{kn.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1+0,067}{2} \times 5.893 = \mathbf{3,143 \text{KN.m}}$$

On prend :  $M_t^{DE} = \mathbf{3.639 \text{KN.m}}$

➤ **Etude de la travée EF : (travée d'intermédiaire)**

$$M_t^{EF} \geq (1,05M_{05} ; (1+0,3\alpha) M_{05}) - \frac{ME+MF}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq (5.460 ; 5.551) - \frac{2.946+1.560}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq 5.551 - 2.253 = 3.298 \text{kn.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{05} = \frac{1,2+0,067}{2} \times 5.200 = \mathbf{3,294 \text{KN.m}}$$

On prend :  $M_t^{EF} = 3.298 \text{ KN.m}$

❖ Calcul des efforts tranchants :

✓ Travée de rive AB:

$$T_A = qs \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = 4,329 \times \frac{3,10}{2} + \frac{-2,946+1,560}{3,10} = 6.262 \text{KN} \dots\dots T_A = 6.262 \text{kn}$$

$$T_B = -qs \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = -4,329 \times \frac{3,10}{2} + \frac{-2,946+1,560}{3,10} = -7.157 \text{KN} \dots\dots T_B = -7.157 \text{kn}$$

✓ Travée de rive BC:

$$T_B = qs \frac{LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = 4,329 \times \frac{3,30}{2} + \frac{-2,357+2,946}{3,30} = 7.321 \text{KN} \dots\dots T_B = 7.321 \text{kn}$$

$$T_C = -qs \frac{LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = -4,329 \times \frac{3,30}{2} + \frac{-2,357+2,946}{3,30} = -6.964 \text{KN} \dots\dots T_C = -6.964 \text{kn}$$

✓ Travée de rive CD:

$$T_C = qs \frac{LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = 4,329 \times \frac{3,10}{2} + \frac{-2,357+2,357}{3,10} = 6.709 \text{KN} \dots\dots T_C = 6.709 \text{kn}$$

$$T_D = -qs \frac{LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = -4,329 \times \frac{3,10}{2} + \frac{-2,357+2,357}{3,10} = -6.709 \text{KN} \dots\dots T_D = -6.709 \text{kn}$$

✓ Travée de rive DE:

$$T_D = qs \frac{LDE}{2} + \frac{ME-MD}{LDE} = 4,329 \times \frac{3,30}{2} + \frac{-2,946+2,357}{3,30} = 6.964 \text{KN} \dots\dots T_D = 6.964 \text{kn}$$

$$T_E = -qs \frac{LDE}{2} + \frac{ME-MD}{LDE} = -4,329 \times \frac{3,30}{2} + \frac{-2,946+2,357}{3,30} = -7.321 \text{KN} \dots\dots T_E = -7.321 \text{kn}$$

✓ Travée de rive EF:

$$T_E = qs \frac{LEF}{2} + \frac{MF-ME}{LEF} = 4,329 \times \frac{3,10}{2} + \frac{-1,560+2,946}{3,10} = 7.157 \text{KN} \dots\dots T_E = 7.157 \text{kn}$$

$$T_F = -qs \frac{LEF}{2} + \frac{MF-ME}{LEF} = -4,329 \times \frac{3,10}{2} + \frac{-1,560+2,946}{3,10} = -6.262 \text{KN} \dots\dots T_F = -6.262 \text{kn}$$

Travee	$M_O(\text{kn.m})$	$M_O(\text{kn.m})$	$M_O(\text{kn.m})$	$M_O(\text{kn.m})$	$T_W(\text{kn})$	$T_l(\text{kn})$
A-B	5.200	1.560	2.946	3.298	6.262	-7.157
B-C	5.893	2.946	2.357	3.639	7.321	-6.964
C-D	5.200	2.357	2.357	3.194	6.709	-6.709
D-E	5.893	2.357	2.946	3.639	6.964	-7.321
E-F	5.200	2.946	1.560	3.298	7.157	-6.262

Tableau III.2.: résultat récapitulatif des calculs a l'ELS

❖ Vérification à l'ELS :

a) État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée peu nuisible, ⇒ Aucune vérification n'est a effectuer

b) État limite de résistance a la compression du béton : (ART A.4.5.2 BAEL 91/ modifié 99)

Vérification de la condition suivante :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$  .

✓ Aux appui :

La contrainte dans les aciers : avec  $M_a^S=2.946\text{kn.m}$

$$\rho_1 = \frac{100At}{b_0d} = \frac{100 \times 1.287}{12 \times 18} = 0,595 \quad \beta = 0,885 \quad K_1 = 28,48$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.946 \times 10^3}{0,885 \times 18 \times 1.287} = 143.693 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{143.693}{28.48} = 5.045 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ En travée :

La contrainte dans les aciers : avec  $M_T^S=3.639\text{kn.m}$

$$\rho_1 = \frac{100At}{b_0d} = \frac{100 \times 1,51}{12 \times 18} = 0,699 \quad \beta = 0,878 \quad K_1 = 25,98$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.639 \times 10^3}{0,878 \times 18 \times 1,51} = 152.488 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{152.488}{25,98} = 5.869 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**c) État limite de déformation : (ART B.6.5.1 BAEL91/modifié99) :**

- les règles du (BAEL91/modifié99) , précisent qu'on peut se dispenser de vérifier la flèche dans le cas des poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

Avec :  $h$  : hauteur totale de la section 20cm

$L$  : portée entre nus d'appuis

$b_o$  : Largeur de la nervure

$d$  : hauteur utile de la section droite

$M_0$  : Moment isostatique le plus défavorables

$M_t$  : Moment en travée le plus défavorables

$$a) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.2}{3.3} = 0.060 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \Rightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$

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

$$c) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.2}{3.3}$$

**Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche. (ART B 6.5.2 BAEL91/Modifié99)**

$$f = \frac{M_t^s}{10E_v I_{fv}} < f = \frac{l}{500} = \frac{3300}{500} = 6.6 \text{ mm}$$

**Avec:**

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{5}{384} \frac{q s l^2}{E_v I_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

$f$  : la flèche admissible

$E_v$  : module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$f_v : \text{inertie fictive de la section pour les charges de longue } I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda v}$$

$I_0$  : moment d'inertie total de section homogénéisée par rapport au CDG de la section  $n=15$

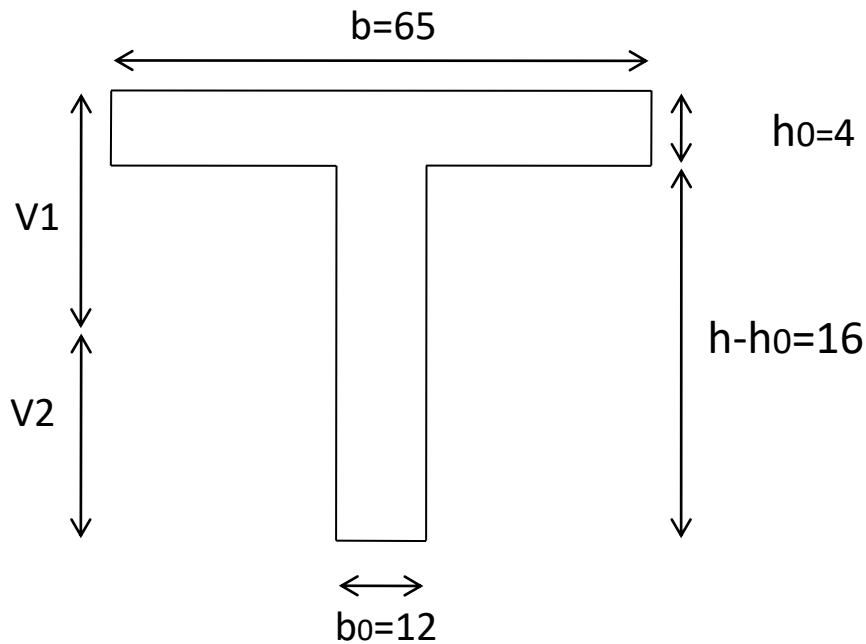


Figure III.15. : Coupe schématique de la poutrelle

❖ Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 x h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 1,51$$

$$B_0 = 474,65 \text{ cm}^2$$

❖ Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à XX:

$$S_{/xx} = \frac{b_0 x h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 x A_t x d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 1,51 \times 18 = 3231,7 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3231,7}{474,65} = 6,808 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6,808 = 13,192 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( v_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A (v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (6,808^3 + 13,192^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 6,808 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 1,51 (13,192 - 2)^2$$

$$I_0 = 18465,926 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul des coefficients ( $\lambda_v$ ;  $\mu$ ;  $I_{fv}$ ) :**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{1,51}{12 \times 18} = \mathbf{0,007}$$

❖ **La contrainte dans les aciers tendus est :**

$$\lambda_v = \frac{0,02ft28}{\rho(2 + \frac{3b0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,007(2 + \frac{3 \times 12}{65})} = \mathbf{2,349}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75ft28}{4\rho\sigma_s + ft28}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,007 \times 348 + 2,1}; 0\right) = \mathbf{0,689} \dots \dots \mu = \mathbf{0,689}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu\lambda_v} = \frac{1,1 \times 18465,926}{1 + 0,689 \times 2,349} = \mathbf{7757,426 cm^4}$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} = \frac{3,639 \times (3300)^2 \times 10^6}{10 \times 10818,865 \times 7757,426 \times 10^4} = \mathbf{4,721 mm}$$

**Donc:**  $f_v = 4,721 \text{ mm} < f = 6,6 \text{ mm} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow$  **condition vérifier**

➤ **Conclusion :**

La flèche est vérifiée d'où les armatures calculées à l'état limite ultime sont suffisantes donc pas de risque de flexion

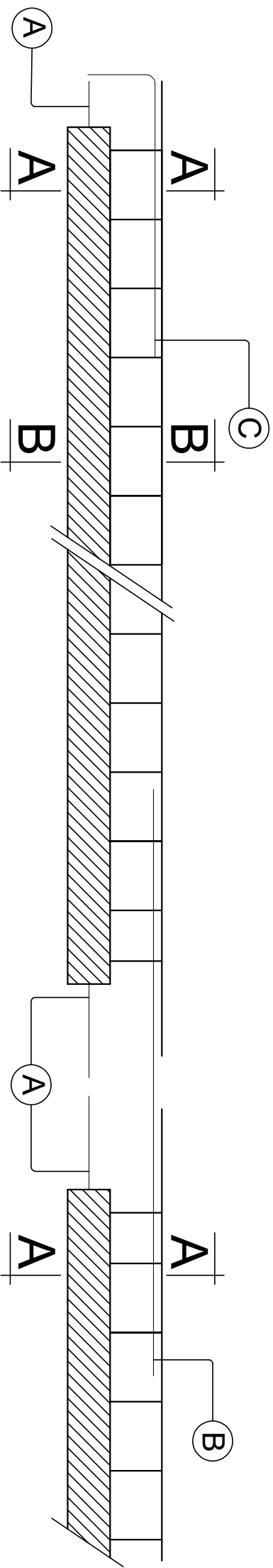
❖ **Les armatures longitudinales :**

- ✓ En travée :  $3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$
- ✓ Aux appuis :  $1HA10 + 1HA8 = 1,287 \text{ cm}^2$

❖ **Les armatures transversales :**  $2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$

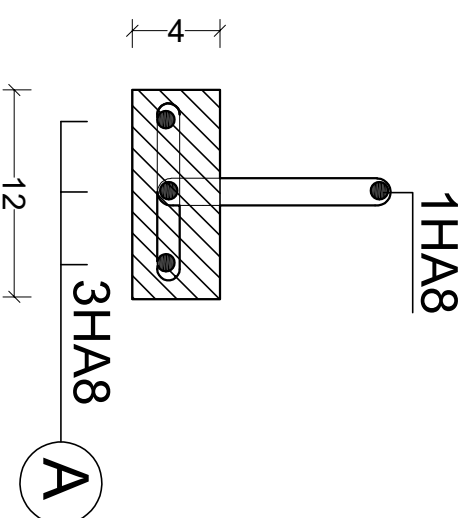
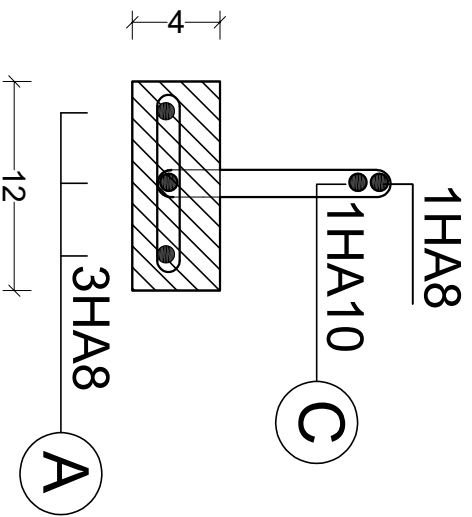
# Ferrailage des poutrelles

LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)



Coupe:A-A

Coupe:B-B



### III.3 ESCALIER :

#### III.3.1 Définition :

L'escalier sont des éléments constitue d'une succession de gradins, ils permettent le passage a pied entre diffèrent niveau du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier droit

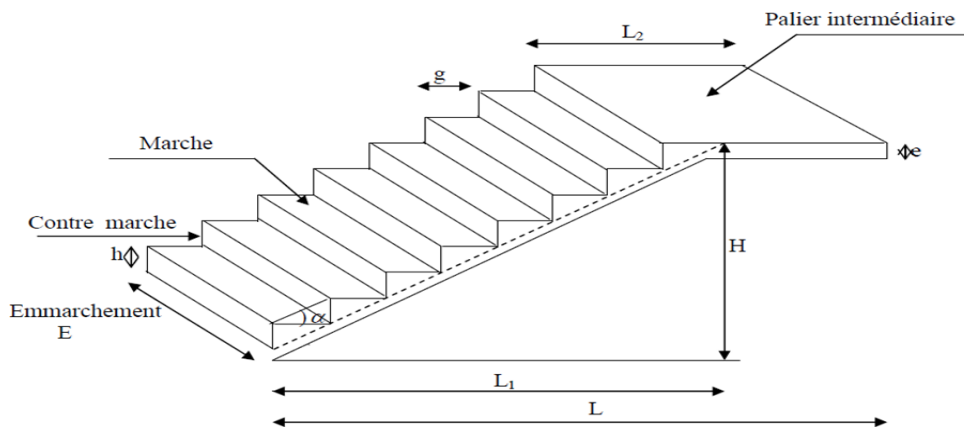


Figure III.16. : Schéma général d'un escalier droit

#### ➤ Les caractéristiques géométriques des escaliers :

**G** : largeur de la marche

**H** : hauteur de la contre marche

**E** : épaisseur de la paillasse

**H** : hauteur de volée

**l** : portée de la paillasse

**l<sub>1</sub>** : longueur de la paillasse projetée

**l<sub>2</sub>** : largeur du palier

**L** : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

**La marche** : est la partie horizontale qui reçoit les pieds.

**La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.

**Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.

**Le giron (g)** : est la longueur de la marche prise sur ligne de foulée, séparant deux contre marches.

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

**Un palier** : est une plate-forme constituant un repos entre deux volées.

**L'embranchement** : représentent la largeur utile de chaque marche la marche.

**Échappée** : hauteur libre de passage sous un obstacle est 2metres minimum de la face supérieure de nez d'une marche d'escalier.

**La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé elle supporte les marches et contre marches.

**Reculement (développement)** : est la longueur horizontale mesurée de l'escalier au sol.

### III .3.2 Dimensionnement : (étage courant)

Pour le calcul on prend l'escalier de 1<sup>er</sup> étage qui mène vers le 2<sup>eme</sup> étage .

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminer par la formule de BLONDEL.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.59 \leq 2g+h \leq 0.66 \text{cm} \\ 16,5 \leq h \leq 17,5 \text{cm} \end{array} \right.$$

Le nombre de contres marches (n) est égale à :  $n = \frac{Ht}{h}$

Le nombre de giron est pris alors :  $m = n - 1$

**H** : hauteur de la contre marche avec :  $16.5 \text{cm} \leq h \leq 17.5 \text{cm}$

**G** : largeur de la marche avec :  $27 \text{cm} \leq g \leq 32 \text{cm}$

#### ✓ Application :

Hauteur étage courant :  $H_t = 3,06 \text{m}$

**On prend** :  $h = 17 \text{cm}$  et  $g = 27 \text{cm}$

$$n = \frac{3.06}{0.17} = 18 \text{ contre marche}$$

➤ 11 contre marches pour la première volée

Le nombre de marches est  $m = n - 1 = \mathbf{10 \text{ marches}}$

➤ 7 contres marches pour la deuxième volée

Le nombre de marches et  $m = 7 - 1 = \mathbf{6 \text{ marches}}$

#### ❖ Relation de BLONDEL :

$$0.59 \text{m} \leq g + (2 \times 17) \leq 0.66$$

Nous avons  $g = 27 \text{cm}$  et  $h = 17 \text{cm}$

$0.59\text{m} \leq 0.61 \leq 0.66\text{m} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow$  la relation est vérifiée

- Longueur de la marche :

$E$  : longueur de la marche,  $(2.75-0.2) / 2 = 1.225\text{m}$

- Longueur de la paillasse :

$L = 10 \times 0.27 = 2.7\text{m}$

- Largeur de palier de repos :

$L_p = 4.2 - 2.7 - 0.3 = 1.2\text{m}$

### III-3-3-Dimensionnement de la paillasse :

✓ l'épaisseur de la paillasse :  $\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$

✓  $\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.87}{2.7} = 34.70^\circ$

✓  $\cos\alpha = \frac{L}{L_v} \longrightarrow L_v = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{2.7}{0.822} = 3.28\text{m}$

$L = L_v + L_p = 3.28 + 1.2 = 4.48\text{m}$

Donc :  $\frac{448}{30} \leq ep \leq \frac{448}{20} \longrightarrow 14.93 \leq ep \leq 22.4$

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

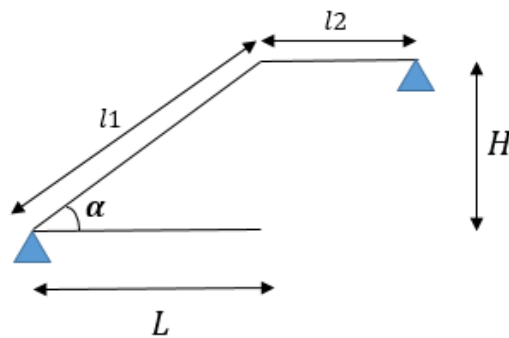


Figure III.17. : schéma statique de l'escalier.

### ❖ Conclusion :

Nous prenons une épaisseur de 20cm pour tous les étages courants.

### III.3.4 Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale et considérons une partie simplement appuyée en flexion simple

❖ **Charge permanent :**

❖ **Palier :**

Élément	Épaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	DTR	0.4
Mortier en pose	2	DTR	0.4
Dalle pleine	20	2500	5
Enduit en ciment	2	DTR	0.36
			<b>G=6,16</b>

Tableau III.3. : Charges permanentes de palier

❖ **Volée (paillasse) :**

Élément	Épaisseur(m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	DTR	0.4
Mortier en pose	2	DTR	0.4
Dalle pleine	20/cos (34.7)	2500	6,081
Marches	17/2	2500	2.125
Garde-corps	10	DTR	0.2
			<b>G=9,206KN/m<sup>2</sup></b>

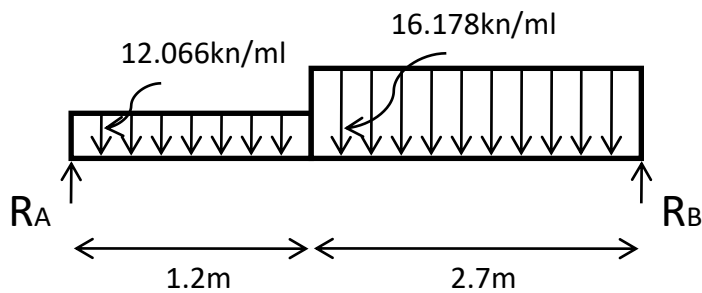
Tableau III.4. : Charges permanentes de la volée

❖ **Surcharge d'exploitation (DTR B.C 2.2/ART 7.1) :**

**Volée :**  $Q_v=(1.35G+1.5Q) \times 1ml = (1.35(9,206) +1.5(2.5)) \times 1ml =16,178kn/ml$

**Palier :**  $Q_p=(1.35G+1.5Q) \times 1ml = (1.35(6,16) +1.5(2.5)) \times 1ml =12,066kn/ml$

Elément	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
palier	2.5
volée	2.5



**Figure III.18. : Schéma statique d'escalier à l'ELU**

✓ **Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de RDM :

$$\Sigma Fy=0$$

$$R_A+R_B=(12,066 \times 1.2) - (16,178 \times 2.7) =58,159KN$$

$$\Sigma M/A=0$$

$$3.9R_B = [(12,066 \times 1.2 \times 0.6) + (16,178 \times 2.7 \times 2.55) - R_B \times 3.9]$$

$$R_B= 30,787KN$$

Donc :

$$R_A + R_B = 58,159KN \Rightarrow \Rightarrow R_A = 58,159 - 30,787 = 27,372KN$$

$$R_A=27,372KN$$

❖ **Calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant :**

✓ **1<sup>er</sup> tronçon : 0 ≤ X ≤ 1.2m Effort tranchant :**

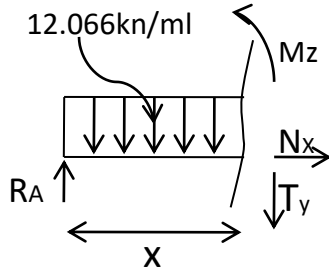
$$\Sigma F/y=0 \Rightarrow \Rightarrow R_A - 12,066x - Ty = 0$$

$$Ty = -12,066x + 27,372$$

Pour

$$X(m)=0 \quad T_y = 27,372 \text{KN}$$

$$X(m)=1.2 \quad T_y = 12,893 \text{ KN}$$



- **Moment fléchissant :**

$$\Sigma M/I=0$$

$$-Mz - 12,066 \frac{x^2}{2} + R_A X = 0 \quad \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \quad Mz = -12,066 \frac{x^2}{2} + 27,372x$$

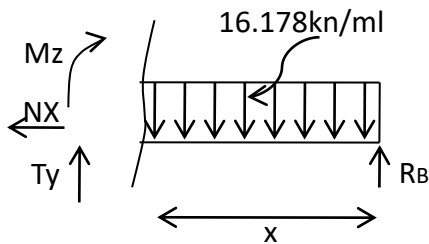
**Pour :**

$$X(m)=0 \quad Mz \text{ (KN.m)} = \mathbf{0 \text{kn.m}}$$

$$X(m)=1.2 \quad Mz \text{ (KN.m)} = \mathbf{24,158 \text{kn.m}}$$

✓ **2<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq X \leq 2.7 \text{m}$**

- **Effort tranchant**



$$\Sigma F/y=0$$

$$T_y - 16,178x + R_B \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \quad T_y = 16,178x - 30,787$$

**Pour :**

$$X(m)=0 \quad T_y \text{ (KN)} = \mathbf{-30,787 \text{kn}}$$

$$X(m)=2.7 \quad T_y \text{ (KN)} = \mathbf{12,893 \text{kn}}$$

❖ **Moment fléchissant :**

$$\Sigma M/I=0$$

$$M_z + 16,178 \frac{x^2}{2} - R_{BX} \Rightarrow \Rightarrow M_z = -16,178 \frac{x^2}{2} + 30,787x$$

**Pour :**

$$X(m)=0 \quad M_z \text{ (KN.m)} = \mathbf{0 \text{kn.m}}$$

$$X(m)=2.7 \quad M_z \text{ (KN.m)} = \mathbf{24,158 \text{KN.m}}$$

**Moment maximum :**

✓ **le tronçon II :  $0 \leq x \leq 2.7 \text{m}$  :**

$$\text{Pour } T_y = 16,178x - 30,787 = 0 \quad x = \frac{30,787}{16,178} = \mathbf{1,9 \text{m}}$$

$$\text{Donc : } M(1,9) = -16,178 \frac{1,9^2}{2} + 30,787 \times 1,9 = \mathbf{29,294 \text{ kn.m}}$$

$$\mathbf{M_{\max} = 29,294 \text{kn.m}}$$

✓ **Les diagrammes des efforts internes :**

✓

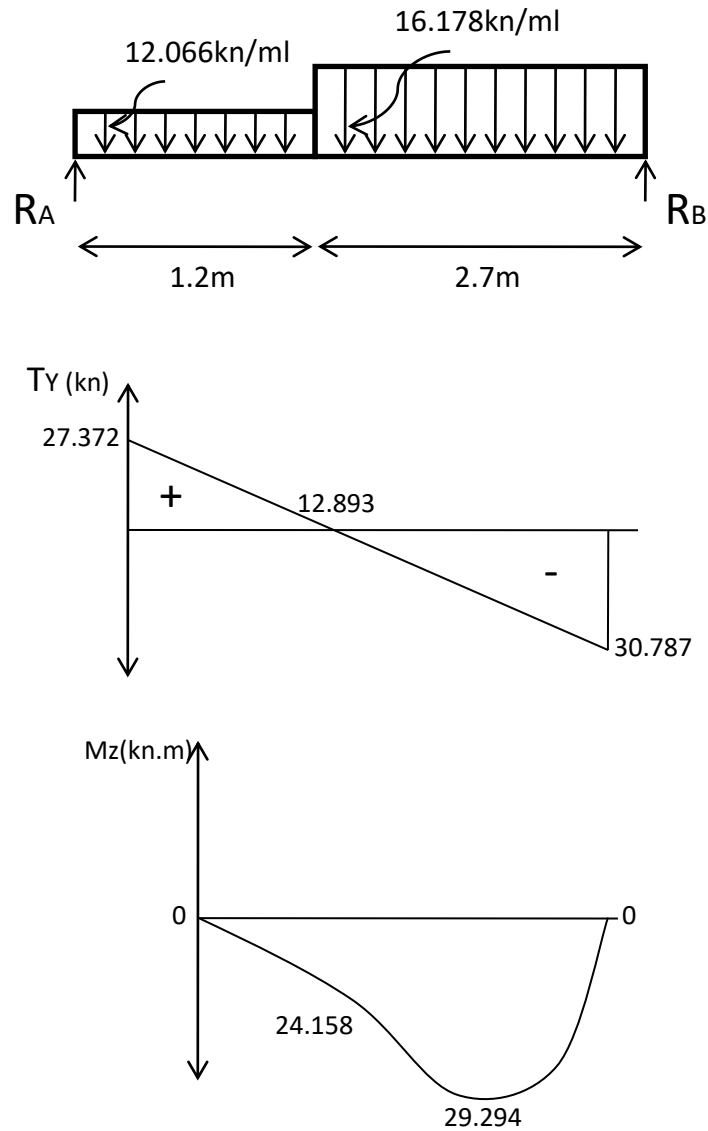


Figure III.19. : Diagramme des efforts tranchants et des moments ELU.

✓ Remarque :

Pour tenir compte des encastremements partiel aux extrémités son porte une correction a l'aide des coefficients pour le moment Max aux appuis et entravée

$$M^a = -0,3M_{\max} = -0,3(29,294) = -8,788 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0,85M_{\max} = 0,85(29,294) = 24,899 \text{ KN.m}$$

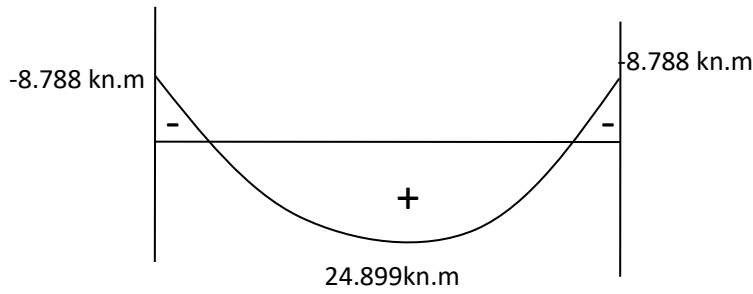


Figure III.20. : Diagramme des moments fléchissant réduits

III.3.5.1 Le ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment

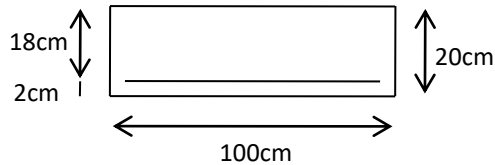


Figure III.21. : la coupe de la section d'escalier (cm)

➤ Aux appuis :

$M_a=8.788\text{KN.m}$     $b=100\text{cm}$     $c=2\text{cm}$     $h=20\text{cm}$     $d=18\text{cm}$

Avec :  $M_a$  : moment max aux appuis.

$f_{bc}$  : Contrainte limite de compression dans le béton.

$b$  et  $d$  dimensions de la section.

a) Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,788 \times 10^2}{100 \times 18^2 \times 1.42} = 0,019 \leq \mu_l = 0,392 \text{SSA} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \quad (A' = 0)$$

$$\mu_u = 0,019 \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \quad \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,788 \times 10^2}{0.990 \times 18 \times 34.8} = 1.417 \text{cm}^2 \quad \text{Soit } A_t = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{cm}^2 \quad \text{avec } St = 20 \text{cm}$$

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$  avec  $St = 25\text{cm}$

➤ **En travée :**

$M_t = 24,899\text{KN.m}$     $b = 100\text{cm}$     $c = 2\text{cm}$     $h = 20\text{cm}$     $d = 18\text{cm}$

**c) Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24,899 \times 10^2}{100 \times 18^2 \times 1.42} = 0,054 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \Rightarrow \text{SSA} \quad (A' = 0)$$

$$\mu_u = 0.054 \Rightarrow \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{24,899 \times 10^2}{0.972 \times 18 \times 34.8} = 4,08\text{cm}^2$$

Soit  $A_a = 5\text{HA}12 = 5,65\text{cm}^2$  avec  $St = 20\text{cm}$

**d) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,412\text{cm}^2$$

Soit  $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$  avec  $St = 25\text{cm}$

**III.3.5.2 Les vérifications à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité (ART A.4.2.1 BAEL91/modifié99) :**

$$A_{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2,173\text{cm}^2$$

✓ **Aux appuis:**

Armature principale  $A_a = 3,93\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 2,173\text{cm}^2 \longrightarrow$  condition vérifiée

Armature de répartition  $A_t = 3,14\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 2,173\text{cm}^2 \longrightarrow$  condition vérifiée

✓ **En Travée :**

Armature principale  $A_a = 5.65\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 2,173\text{cm}^2 \longrightarrow$  condition vérifiée

Armature de répartition  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

D'où : La condition est vérifiée

**b) Espacement des barres :**

➤ **Armatures principales :**

$$S_t^{\max} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min (3 \times 20, 33 \text{ cm}) = \min (60 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$$

$$S_t^{\max} \leq 33 \text{ cm}$$

✓ **aux appuis :**  $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow$  condition vérifiée

✓ **En travée :**  $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow$  condition vérifiée

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_t^{\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = \min (4 \times 20, 45 \text{ cm}) = \min (80 \text{ cm}, 45 \text{ cm})$$

$$S_t^{\max} \leq 45 \text{ cm}$$

✓ **aux appuis :**  $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow$  condition vérifiée

✓ **En travée :**  $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow$  condition vérifiée

**c) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement des barres au niveau des appuis : (ART 6-1-3BAEL 91/modifié99 )**

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \tau_{su} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum u_i = \sum n \pi \phi = 5 \times 3, 14 \times 10 = 157 \text{ mm} = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,787 \times 10}{0.9 \times 18 \times 15.7} = 1,210 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}, \text{ avec: } \Psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = 1,210 \text{ MPa} < \tau_{su} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.**

**d) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :**

(ART A5.1.1 BAEL91/modifié99)

$$\tau_u = \frac{v_{u \max}}{b \times d}$$

$$v_u^{\max} = 30,787 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{30,787 \times 10}{100 \times 18} = 0,171 \text{MPa}$$

Donc :  $\bar{\tau}_u = \min \{0,133 f_{c28}; 5 \text{MPa}\} = \min \{3,325 \text{MPa}; 5 \text{MPa}\}$

$\tau_u = 0,171 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,325 \text{MPa} \longrightarrow$  **condition vérifiée**

**e) Ancrage des barres ( ART A-6-1-2 BAEL91/ modifié 99) :**

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

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{cm}$$

- La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elles les barres seront ancrées, donc le BAEL nous proposes de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,32 = \mathbf{16,928 \text{cm}}$$

Soit : **Lc = 20cm.**

**f) L'influence de l'effort tranchant sur le béton (ART A 5.1.313. BAEL91/modifié99) :**

- **L'influence sur le béton :**

On doit vérifier que :  $\bar{v}_u^{\max} \leq \frac{0,4 b a f_{c28}}{\gamma b}$  avec  $a=0,9d$

$$v_u^{\max} = 0,4 \times 1 \times 0,9 \times 0,18 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 1080 \text{KN}$$

$$v_u^{\max} = 30,787 \text{ KN} \leq v_u = 1080 \text{KN} \dots\dots\dots \mathbf{Condition vérifiée}$$

- **L'influence sur l'acier :**

On doit vérifier que  $A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (v_{\max} + \frac{M a}{0,9 d}) = \frac{1,15}{40} (30,787 - \frac{8,788 \times 10^2}{16,2}) = - 0,674 \text{cm}^2$

$$A_a = (3,93 \text{ cm}^2 \geq - 0,674 \text{ cm}^2) \dots\dots\dots \mathbf{Condition vérifiée}$$

III.3.6 Calcul à l'ELS :

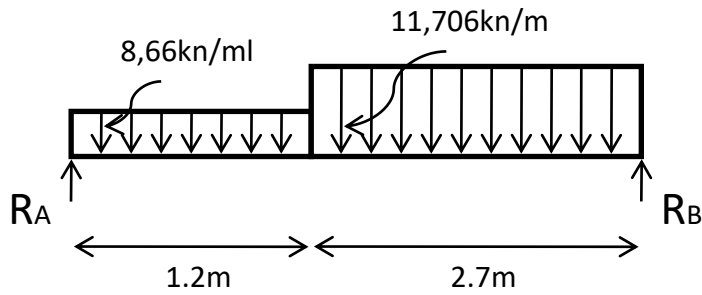


Figure III.22 : schéma statique d'escalier à l'ELS

- ✓ **Combinaison des charges :**
- ✓ **Palier :**  $q_{Sp} : (G_p + Q_p) \times 1\text{ml} = (6,16 + 2,5) \times 1\text{ml} = 8,66\text{kn/ml}$
- ✓ **Vollée :**  $q_{Sv} : (G_v + Q_v) \times 1\text{ml} = (9,206 + 2,5) \times 1\text{ml} = 11,706\text{kn/ml}$
- **Calcule des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_A + R_B = (8.66 \times 1.2) + (11.706 \times 2.7) = 41.998\text{KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$= (8.66 \times 1.2 \times 0.6) + (11.706 \times 2.7 \times 2.55) - R_B \cdot 3.9$$

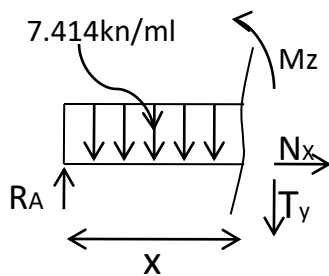
$$R_B = 22.264\text{KN}$$

$$(R_A + R_B) = 41.998\text{ kn} \Rightarrow \Rightarrow R_A = 41.998 - 22.264 = 19.734\text{kn}$$

$$R_A = 19.734\text{KN}$$

❖ **Calcul des efforts tranchant et les moments fléchissant :**

- ✓ **1<sup>er</sup> tronçon :  $0.00 \leq X \leq 1.2\text{m}$  Pour :**



## ➤ Effort tranchant :

$$\Sigma F/y=0$$

$$-T_y - 8.66x + R_A = 0 \Rightarrow \Rightarrow T_y = -8.66x + 19.734$$

$$X(m)=0 \quad T_y(\text{KN}) = 19.734 \text{kn}$$

$$X(m)=1.2 \quad T_y(\text{KN}) = 9.342 \text{kn}$$

## ➤ Moment fléchissant :

$$\Sigma M=0$$

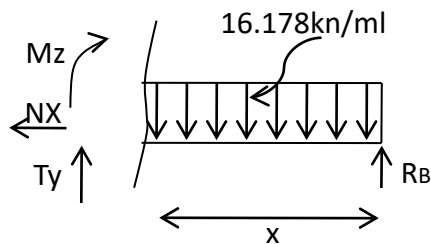
$$-M_z - 8.66 \frac{x^2}{2} + R_A \cdot X = 0 \Rightarrow \Rightarrow M_z = -8.66 \frac{x^2}{2} + 19.734x$$

Pour :

$$X(m)=0 \quad M_z(\text{KN.m}) = 0 \text{kn.m}$$

$$X(m)=1.2 \quad M_z(\text{KN.m}) = 17.445 \text{kn.m}$$

✓ 2<sup>eme</sup> tronçon :  $0.00 \leq X \leq 2.7 \text{m}$



## ➤ Effort tranchant :

$$\Sigma F/y=0$$

$$T_y - 11.706x + R_B = 0 \Rightarrow \Rightarrow T_y = 11.706x - 22.264$$

Pour :

- $X(m)=0 \quad T_y(\text{KN}) = -22.264 \text{kn}$

- $X(m)=2.7 \quad T_y(\text{KN}) = 9.342 \text{kn}$

## ➤ Moment fléchissant :

$$\Sigma M/\Pi=0 = M_z + (11.706 \frac{x^2}{2}) - R_B \cdot x = 0 \Rightarrow \Rightarrow M_z = -(11.706 \frac{x^2}{2}) + 22.264x$$

Pour :

- $X(m)=0$        $M_z (KN.m) =0 \text{ kn.m}$
- $X(m)=2.7M_z (KN.m) = 17.445 \text{ kn.m}$
- **Moment maximum :** le tronçon :  $0.00 \leq x \leq 2.7m$

Pour  $T_y = 11.706x - 22.264 = 0$  avec :  $x = \frac{22.264}{11.706} = 1.9m$   $X=1.9m$

Donc :  $M_{max} = M(1.9) = -(11.706 \frac{1.9^2}{2}) + (22.264 \times 1.9) = 21.172 \text{ kn.m}$

Les diagrammes des efforts internes:

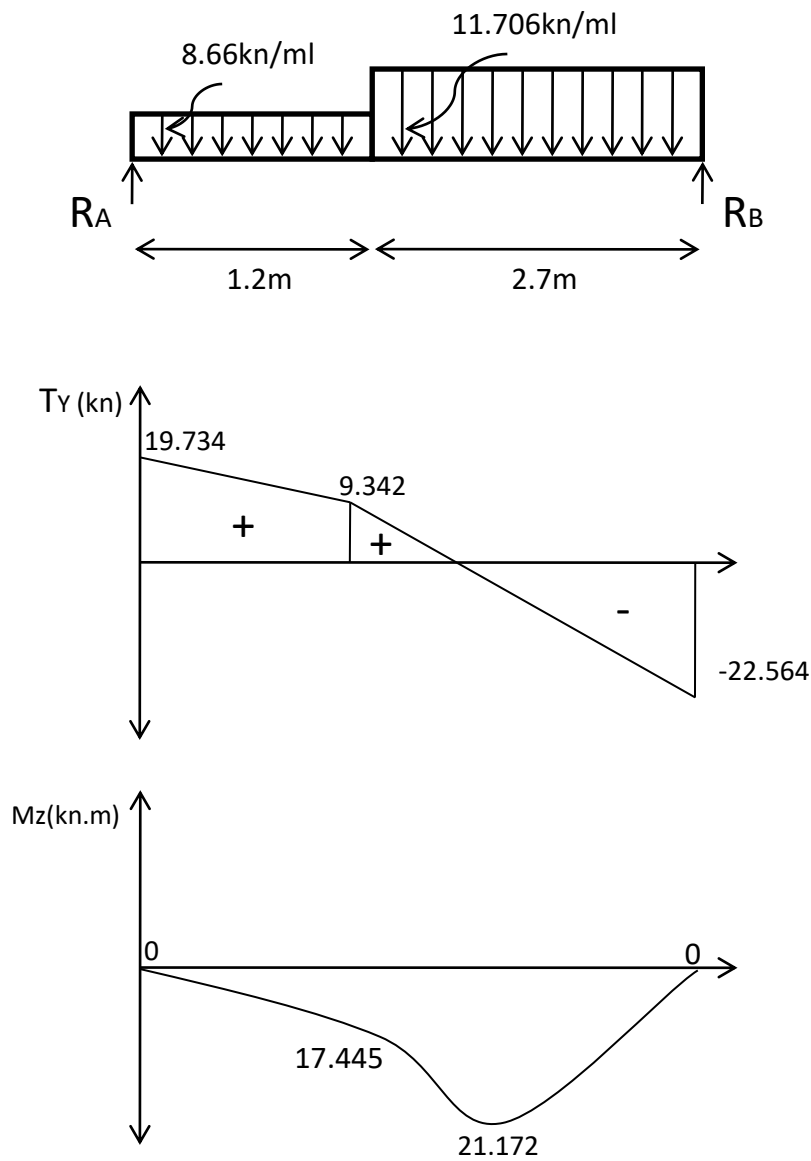


Figure III .23. : Diagramme des efforts tranchants et des moments ELS.

➤ **Remarque :**

Pour tenir compte des encastremements partiels à l'extrémité on porte une correction à l'aide des coefficients pour le moment Max aux appuis et en travée

- $M^a = -0,3M_{\max} = -0,3(21.172) = -6.351 \text{ KN.m}$
- $M^t = 0,85M_{\max} = 0,85(21.172) = 17.996 \text{ KN.m}$

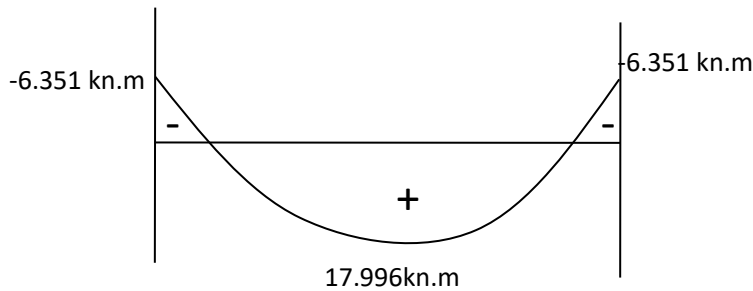


Figure III.24. : Diagramme des moments fléchissant réduits à l'ELS

### III.3.6.1 Vérification à L'ELS :

a) **Vérification des contraintes dans le béton : (ART A.4.5.2 BAEL 91/modifié99)**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{k} \leq \sigma_{bc}$

Avec :  $\bar{\sigma}_{st} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{t \text{ ser}}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

➤ **En travée :**

Les sections adoptés à l'ELU en travée est :

$$A_{st} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad M_{t \text{ ser}} = 17.996 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,313 \quad \beta_1 = 0,912 \quad k_1 = 41,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{17.996 \times 10^6}{0,912 \times 180 \times 565} = 194,026 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{194,026}{41,82} = 4,639 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,639 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

La section adoptée à l'ELU aux appuis est :

$$A_{sa} = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \quad M^a_{\text{ser}} = 6,351 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 18} = 0,218 \beta_1 = 0,925 k_1 = 51,67$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,351 \times 10^6}{0,925 \times 180 \times 393} = 97,058 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{97,058}{51,67} = 1,878 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,878 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU aux appuis sont suffisantes à l'ELS.

❖ **Vérification de la flèche : (ART B.6.5.2 BAEL 91/modifié99)**

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

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{0,20}{3,9} = 0,0512 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \leq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e}$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ **Calcul de la flèche:**

On doit vérifier la formule suivante :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3900}{500} = 7,8 \text{ mm. ....flèche admissible}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_{smax} L^4}{E I_f v}$$

Avec  $I_{fv}$ : moment d'inertie totale de la section homogène

$q_{max}$  : max (q pallier, q paillasse) = 11,706 kn/ml

$$I_{fv} = (y_1^3 + y_2^3) \frac{b}{3} + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_t \times d}{b \times h + 15 \times A_t} = \frac{100 \times \frac{20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 5,65} = 10,325 \text{ cm}$$

$$y_2 = 20 - 10,325 = 9,675 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = (10,325^3 + 9,675^3) \times \frac{100}{3} + 15 \times 5.65 \times (9,675 - 2)^2 = 71870,168 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,865 \text{ MPA}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow E_v = 10818,865 \text{ MPa}$

$$f = \frac{5}{384} \frac{11,706 \times 3,9^4}{10818,865 \times 10^3 \times 71870,168 \times 10^{-8}} = 0,0045 \text{ m} = 4.5 \text{ mm}$$

$f = 4,5 \text{ mm} \leq f = 7,8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

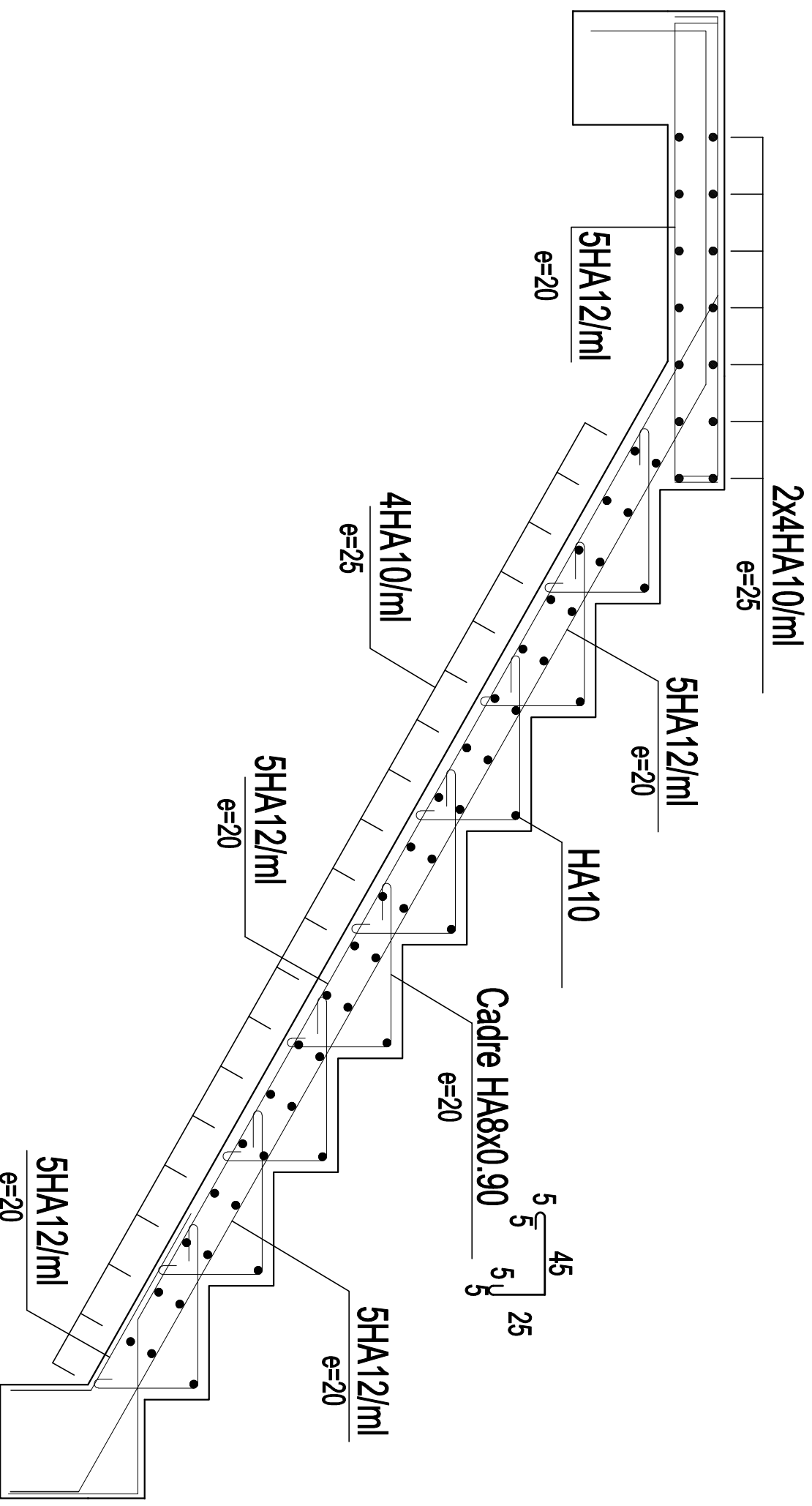
**❖ Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour cet escalier.

**• Etat limite d'ouverture des fissures :**

Il est inutile de faire cette vérification car la fissuration est considérée comme étant peu nuisible.

# Ferrailage des escaliers



### III.4 Poutre palière :

#### III.4.1 Introduction :

La poutre palière est un élément de section rectangulaire (bxh) avec une portée de 2.75m (entre nus appuis), partiellement encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre de mur extérieur, la réaction de la paillasse ainsi que celle du palier

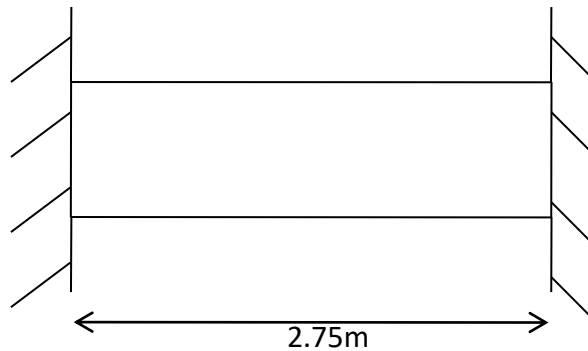


Figure III.25. : Schéma de la poutre palière.

#### III.4.2 Pré dimensionnement :

D'après les résultats trouver dans le deuxième chapitre,

On opte pour :

**H=30cm ; B=25cm**

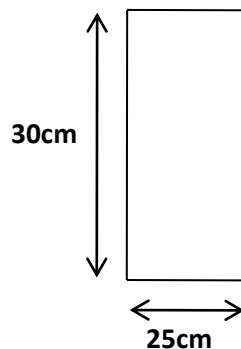


Figure III.26. : section de la poutre palière

#### III.4.2 Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre :  $25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur extérieur :  $G_M = 2,55 \times (7,82 - 5,10 - 0,3) = 6,171 \text{ KN/ml}$

$G_T = G_M + G_P = 1,875 + 6,171 = 8,046 \text{ KN/ml}$

✓ Réaction du palier (ELU) :  $R_U = 30,787 \text{ Kn/ml}$

✓ Réaction de palier (ELS) :  $R_s=22,264 \text{ Kn/ml}$

a) Calcul à Considéré :

➤ ELU :

$$q_u=(1,35G)+R_u$$

$$q_u=(1,35 \times 8,046) + 30,787= 41,649\text{kn/ml}$$

➤ ELS :

$$q_s= G + R_s$$

$$q_s= (8,046+22,264) = 30,31\text{kn/ml}$$

b) Calcul a L'ELU :

❖ Calcule des efforts internes :

a) Réaction d'appuis :

$$R_B=R_A=\frac{q_u}{2} l = \frac{41,649}{2} \times 2,75 = 57,267\text{KN}$$

b) Efforts tranchant :

$$T= R_B=R_A=57,267 \text{ kn}$$

c) Moment statique :

$$M_u \max = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{41,649 \times (2,75)^2}{8} = 39,371 \text{ KN.m}$$

d) Moment corrigé :

En tenant compte du semi-encastrement, on porte une correction au moment max à l'aide des coefficients de réduction

e) Moment aux appuis

$$M_a = - 0.3 M_{\max} = -0.3 (39,371) = -11,811\text{kn.m}$$

f) Moment en travée

$$M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 (39,371) = 33,465\text{kn.m}$$

❖ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants :

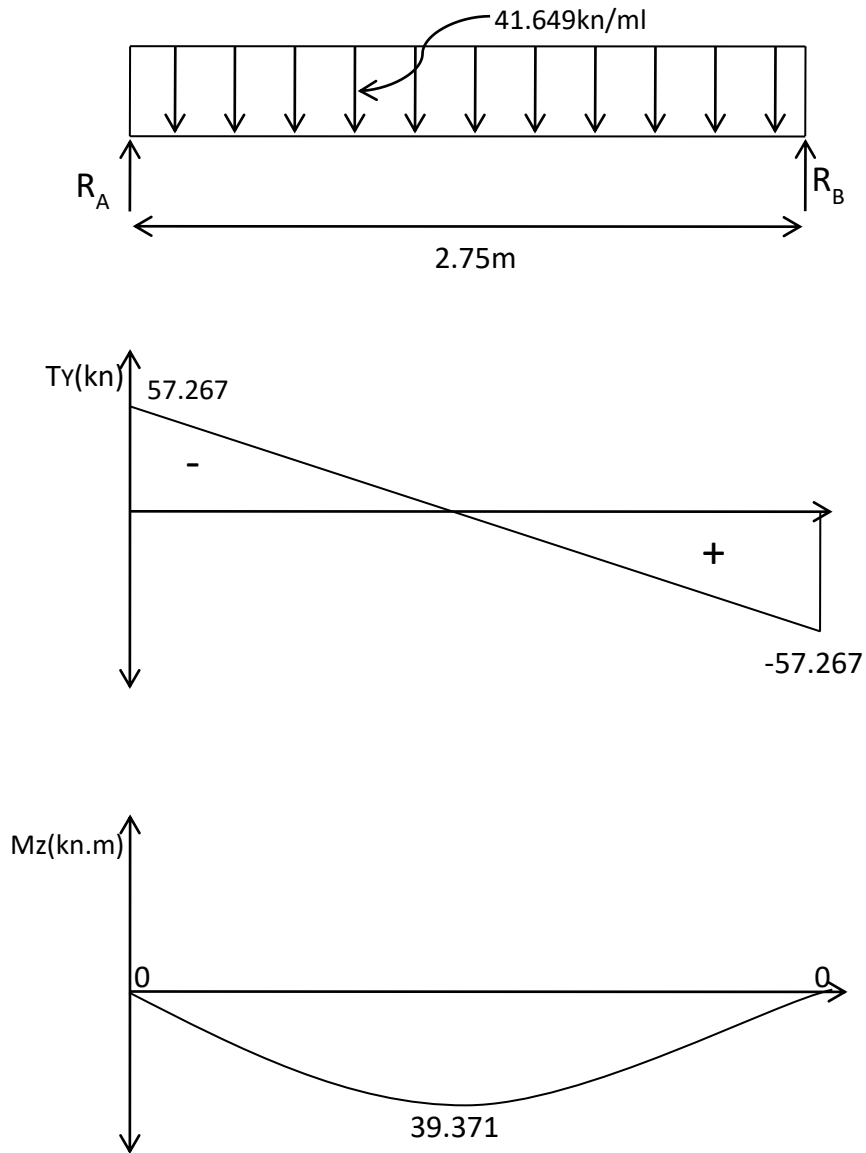


Figure III.27. : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU

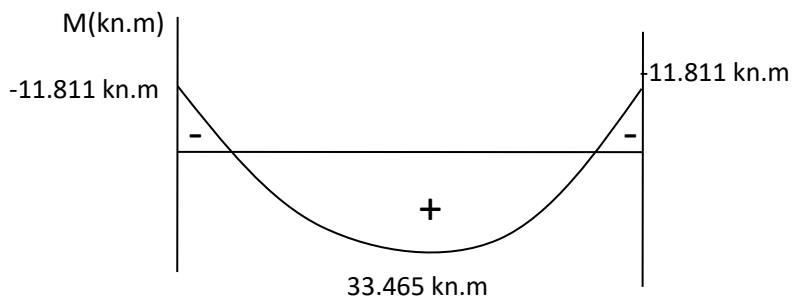


Figure III.28.: Diagramme des moments flechissants réduit à l'ELU.

**III .4.3.Ferraillage a L'ELU:**

❖ **calcul des armatures principales :**

➤ **Aux appuis :**

$$b=25\text{cm}; d=27,5\text{cm}; c=2,5 \text{ cm}; h=30 \text{ cm}; f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b} = 14,2 ; \gamma_b=1,5$$

$$; \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15} = 34.8 \text{ MPA} ; f_e=400 \gamma_S = 1.15$$

$$M_{ua} = 11,811 \text{KN .m}$$

$$\mu_a = \frac{M_U}{bd^2f_{bu}} = \frac{11,811 \times 10^3}{25 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,043$$

$$\mu_a = 0,043 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \quad \text{La section est simplement armée(SSA).}$$

$$\mu_a = 0,043 \beta = 0,978$$

$$A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,811 \times 10^3}{0,978 \times 27,5 \times 348} = 1,261 \text{cm}^2$$

⇒ On opte pour section 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>

➤ **En travée :**

$$M_{ut} = 33,465 \text{ KN .m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{33,465 \times 10^3}{25 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,124$$

$$\mu_t = 0,124 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{La section est simplement armée(SSA).}$$

$$\mu_t = 0,124 \quad \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \quad \beta = 0,934$$

$$A = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{33,465 \times 10^3}{0,934 \times 27,5 \times 348} = 3,743 \text{cm}^2$$

⇒ On opte pour une section 3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>

❖ **Vérification à L'ELU :**

✓ **Condition de non fragilité : (ART A.4.2,1 BAEL9 /modifié99)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 25 \times 27,5 = 0,830 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,830 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée**

- Aux travées :  $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,830 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée**

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant – (contrainte de cisaillement) : (ART A.5.2.2, BAEL91/modifié99)**

$$T_u = V_u = 57,267 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \frac{0,2}{1,5} \times 25; 5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,333; 5 \} = 3,333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{57,267 \times 10^3}{25 \times 27,5 \times 10^2} = 0,832 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,832 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ MPa} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow$  **Condition vérifiée** (Pas de risque de cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- ✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence : (ART A.6.1.3, BAEL91/modifié99)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \varphi_s \cdot f_{c28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi = (3 \times 3,14 \times 14) = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{Umax}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{57,267 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 131,88} = 1,754 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Pas de risque d'entraînement des barres.**

- ✓ **Calcul des armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \left( \frac{h_t}{35}, \phi_t, \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{300}{35}, 14, \frac{250}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (8,57 ; 14 ; 25)$$

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

On opte comme armatures transversales un cadre et un étrier :  $A_t (2\phi 8) = 1,00 \text{ cm}^2$

- ❖ **Ecartement des barres transversales (ART A 5.1.22 BAEL91/modifié99)**

D'après le (ART .7.5.2.2 RPA99/modifié2003), L'Espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- **En zone nodale :**

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b \Rightarrow S_t = \frac{1}{0,003 \times 25} = 13,33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\phi_t \right) = \text{min} (7.5 ; 16.8\text{cm})$$

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

➤ **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm} \Rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Remarque :**

Les premières armatures transversales doivent être disposés à 5 cm au plus du nus de l'appui ou de l'encastrement.

✓ **Longueur de scellement droit ( ART A-6-1-2 BAEL91/ modifié99)**

$$\tau_{su} = 0.6 \varphi_s^2 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.382\text{cm}$$

On prend  $L_s = 50\text{cm}$

La longueur de scellement dépasse la longueur du poteau à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesure hors crochet est de :

$$L_c = 0,4 \times L_s \text{ (pour l'acier HA)}$$

$$L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

### III.4.6 Calcule à L'ELS :

a) **Combinaison de charge à L'ELS**

$$q_s = G + R_s$$

$$q_s = (8,046 + 22,264) = 30,31 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 30,31 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul des efforts internes :**

b) **Réaction d'appuis :**

$$R_B = R_A = \frac{q}{2} l = \frac{30,31}{2} \times 2.75 = 41,676 \text{ KN}$$

✓ **Moment isostatique :**

$$M_u^{max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{30,31}{8} (2.75)^2 = 28,652 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment corrigé :**

➤ **Aux appuis :**  $M_{sa} = -0,3M_{max} = -0.3 \times 28,652 = -8,595 \text{ KN.m}$

➤ **Aux travées :**  $M_{ut} = 0,85M_{max} = 0.85 \times 28,652 = 24,354 \text{ KN.m}$

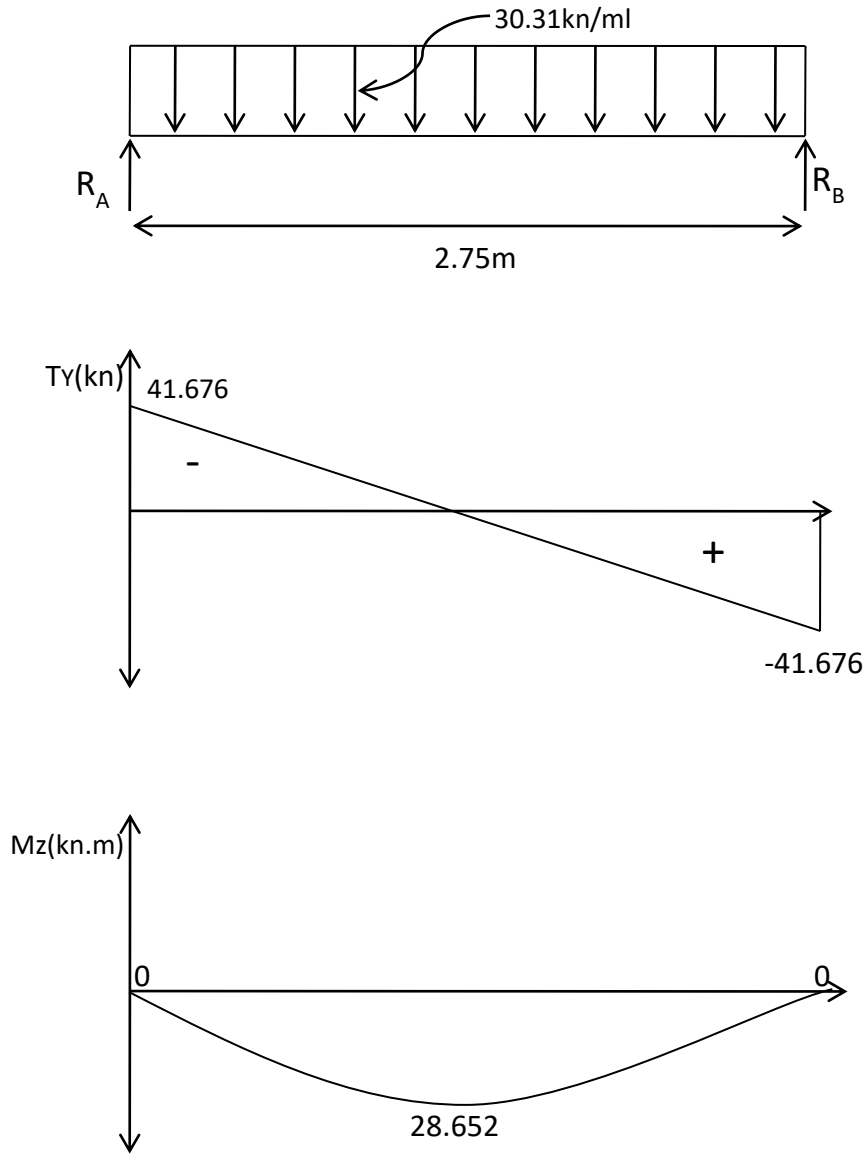


Figure III.29. : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants

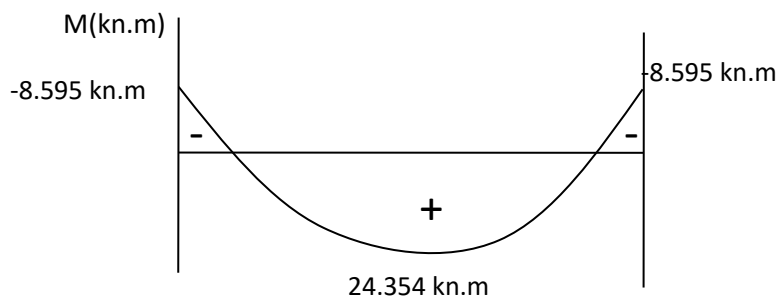


Figure III.30. : Diagramme des moments réduit.

**III.4.7 vérification à L'ELS :**

✓ **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

Vérification de la condition suivante :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$  et  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

✓ **Etat limite de compression du béton :**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 8,913 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27,5} = 0,493 \quad \text{donc } \beta_1 = 0,894, K_1 = 32,17$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8,595 \times 10^6}{339 \times 275 \times 0,894} = 103,127 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{103,127}{32,17} = 3,205 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = 3,205 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée

✓ **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier:  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 103,127 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée

○ **Aux travée**

✓ **Contraite dans le béton**

$$M_t = 24,354 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 27,5} = 0,672 \quad \text{donc } \beta_1 = 0,880, K_1 = 26,67$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{24,354 \times 10^6}{0,880 \times 275 \times 462} = 217,827 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{217,827}{26,67} = 8,167 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = 8,167 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ .....condition vérifiée

✓ **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier:  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 217,827 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 217,827 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée

• **Etat limite d'ouverture des fissures (ART B 6.3 BAEL 91/modifié99) :**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, donc il est inutile de la vérifier.

• **Etat limite de déformation (ART B.6.5.1 BAEL91/modifié99) :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{0.3}{2.75} = 0,109 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{0.3}{2.75} = 0,109 \geq \frac{24,354}{10 \times 33,465} = 0,072 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

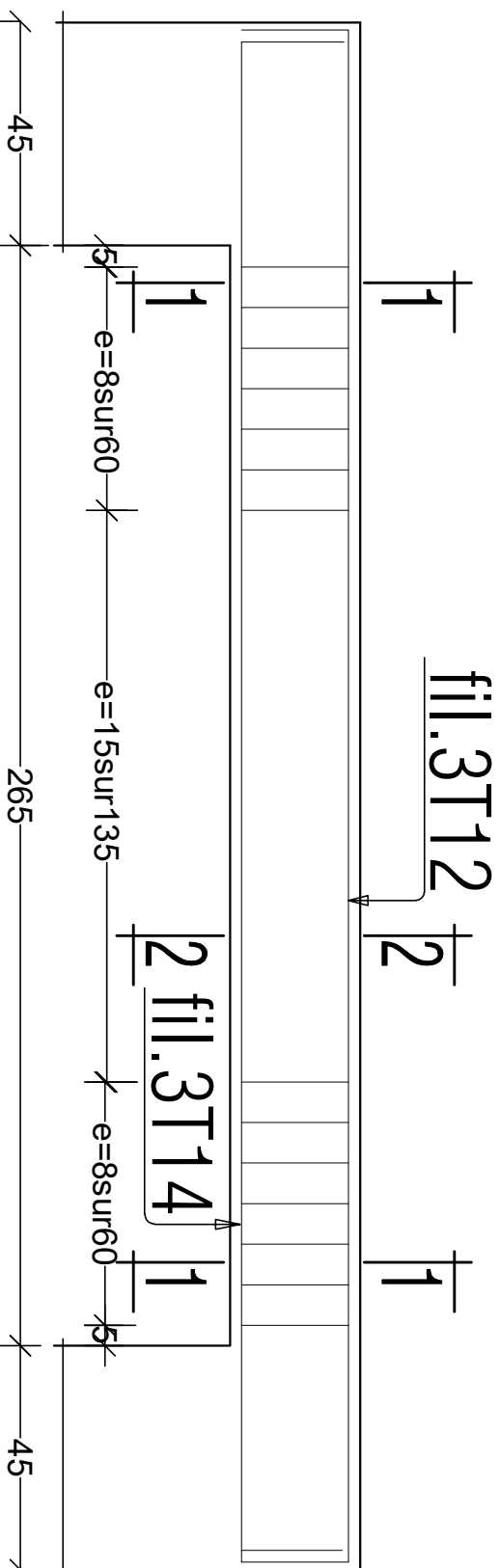
$$\checkmark \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{4.62}{25 \times 27,5} = 0,006 \leq \frac{4,2}{400} = 0.010 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**❖ Conclusion :**

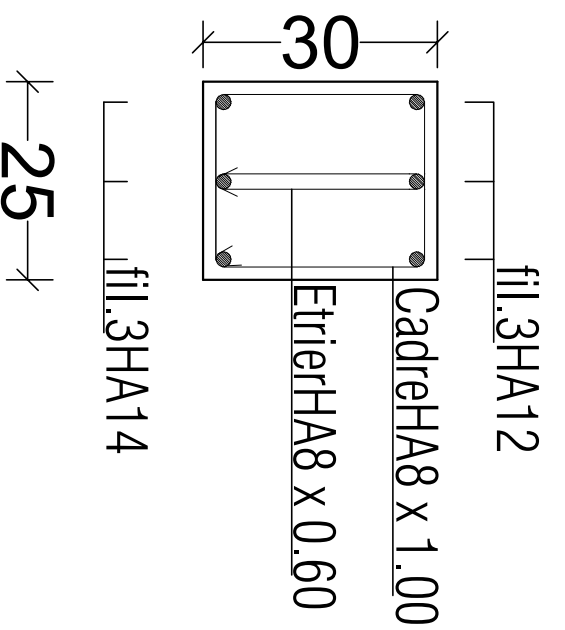
Le ferrailage adopté pour la poutre palière est :

- **Aux appuis : 3HA12 = 3,39cm<sup>2</sup>**
- **En travée : 3HA14 = 4,62cm<sup>2</sup>**

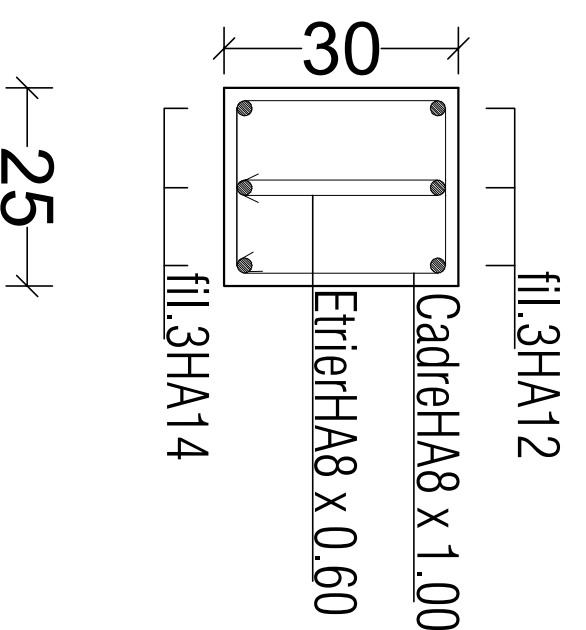
# FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (25X30)



COUPE 1-1



COUPE 2-2



# Chapitre IV

## Présentation du logiciel ETABS et modélisation

**IV-Modélisation de la structure****IV.1) Introduction :**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, qui est le problème majeur, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; pour cela, on utilise La méthode des éléments finis (MEF).

Et pour des résultats plus exacts et un travail plus facile, on s'appuie sur l'outil informatique, Et on aura des logiciels qui vont nous éviter le calcul manuel laborieux, et pour notre projet on a choisi ETABS comme logiciel de calcul.

**IV.2) Concept :**

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la(MEF).

**IV.3) Description d'ETABS :**

**L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS)** est un logiciel de calcul des ouvrages de génie civil. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. L 'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérifications des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

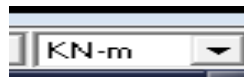
## IV.4) Etapes de modélisation :

- **Etape 1 :**

La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure**

- a) **Choix des unités :**

Au bas de l'écran, on sélection **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



- b) **Géométrie de base**

En haut de l'écran à gauche, on clique sur : **File** ⇒ ⇒ ⇒ **new mode** ⇒ ⇒ ⇒ **No**

Une fenêtre s'affichera :

Building Plan Grid System and Story Data Definition

**Grid Dimensions (Plan)**

Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction:

Number Lines in Y Direction:

Spacing in X Direction:

Spacing in Y Direction:

Custom Grid Spacing

**Story Dimensions**

Simple Story Data

Number of Stories:

Typical Story Height:

Bottom Story Height:

Custom Story Data

**Units**

▼

**Add Structural Objects**

Steel Deck

Staggered Truss

Flat Slab

Flat Slab with Perimeter Beams

Waffle Slab

Two Way or Ribbed Slab

**Grid Only**

Cette fenêtre nous permet d'introduire :

- Le nombre de travées suivant le sens x-x et leurs longueurs.
- Le nombre de travées suivant le sens y-y et leurs longueurs.
- Le nombre d'étage et leurs différentes hauteurs.

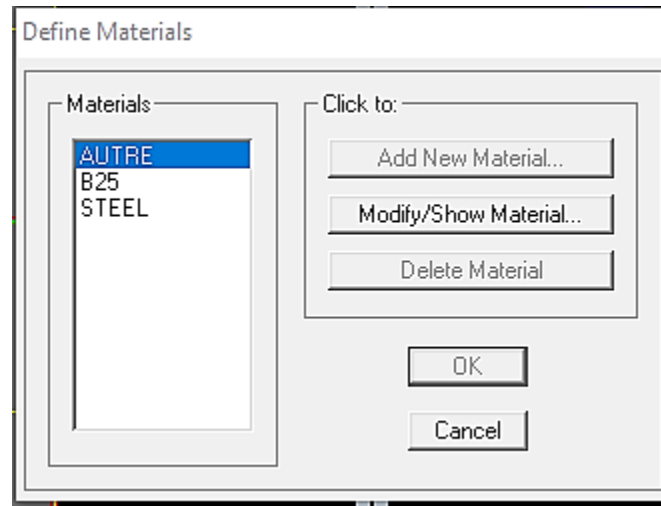
Et pour cela on suit les étapes suivantes :



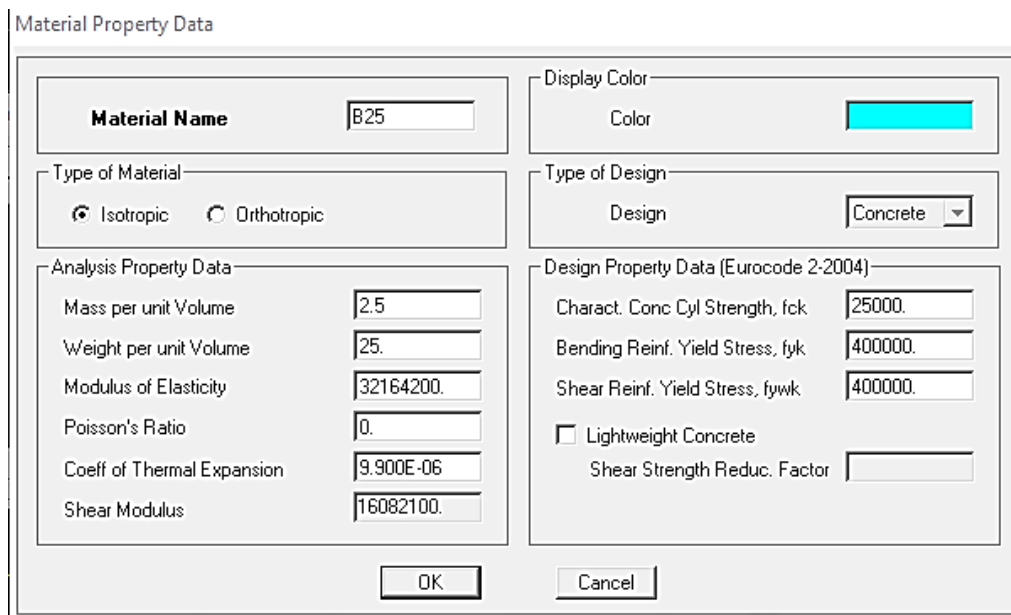
- **Etape 2:**

La deuxième étape consiste à la définition des **Propriétés mécaniques** des matériaux, en l'occurrence ,l'acier et le béton , et pour cela on suit les étapes suivantes :

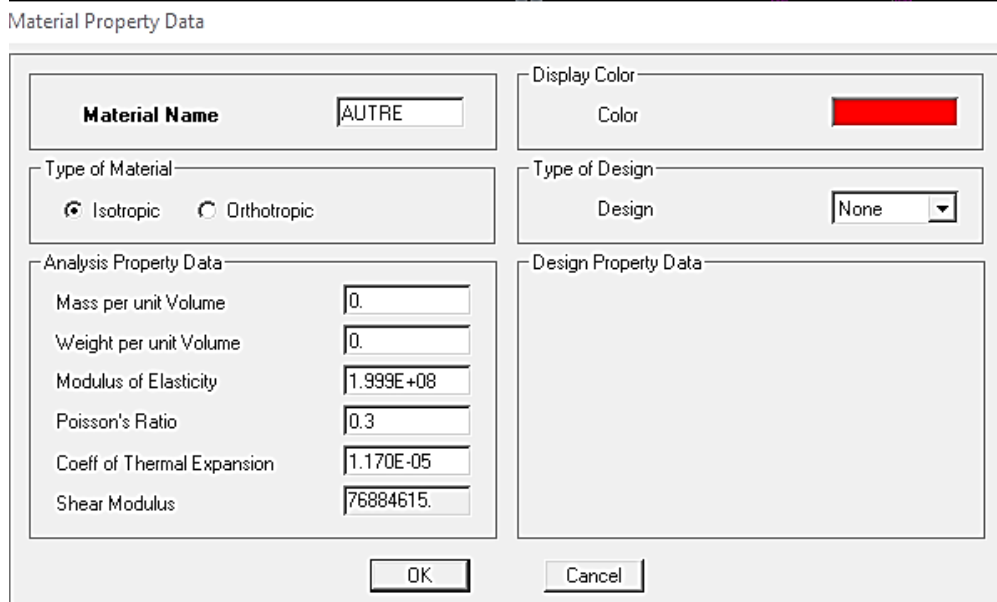
**Define** ⇒⇒⇒⇒ **Material Properties** ⇒⇒⇒⇒ **Conc**



**Modify/Show Material** Et on le remplit comme suit:



Pour le plancher en corps creux on définit le matériau **autre** :



• **Etape 3 :**

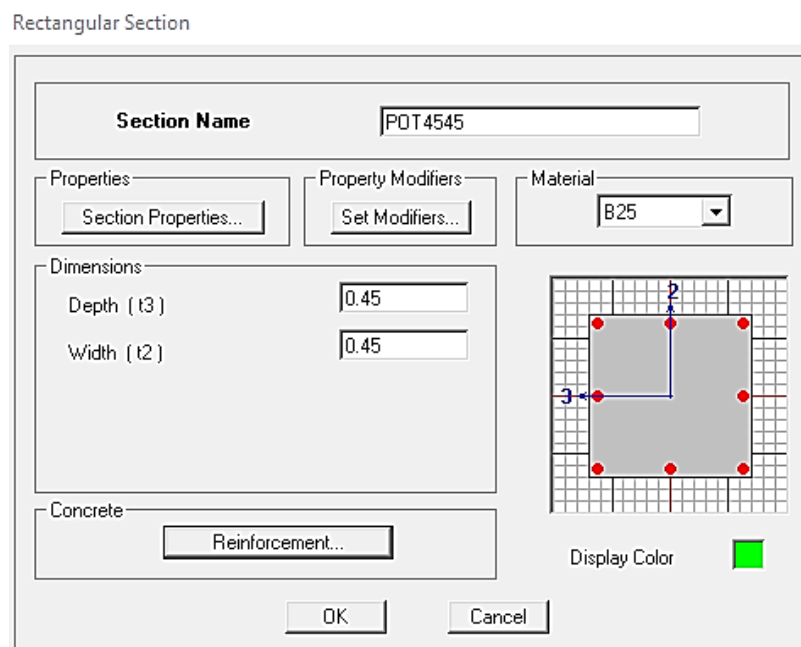
Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, dalles), et les affecte dans la structure

**3.1) propriétés géométriques des éléments**

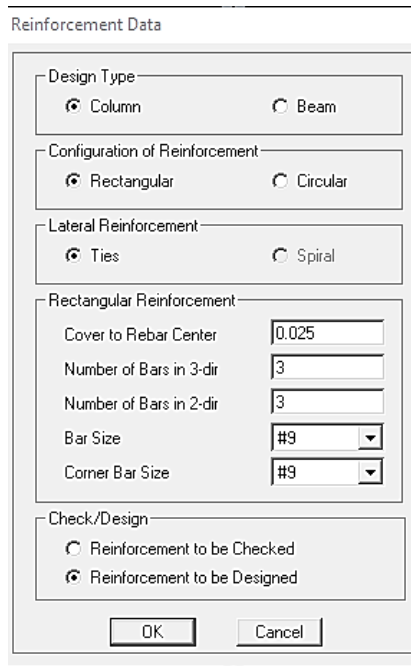
**a) poteaux :**

**Define ⇒⇒⇒⇒ Frame Sections ⇒⇒⇒⇒ Add Rectangular⇒⇒⇒⇒ Reinforcement Data**

Et on remplit comme il est montre dans la fenetre ci desous



et on remplit comme il est montré a la fenetre ci-dessous

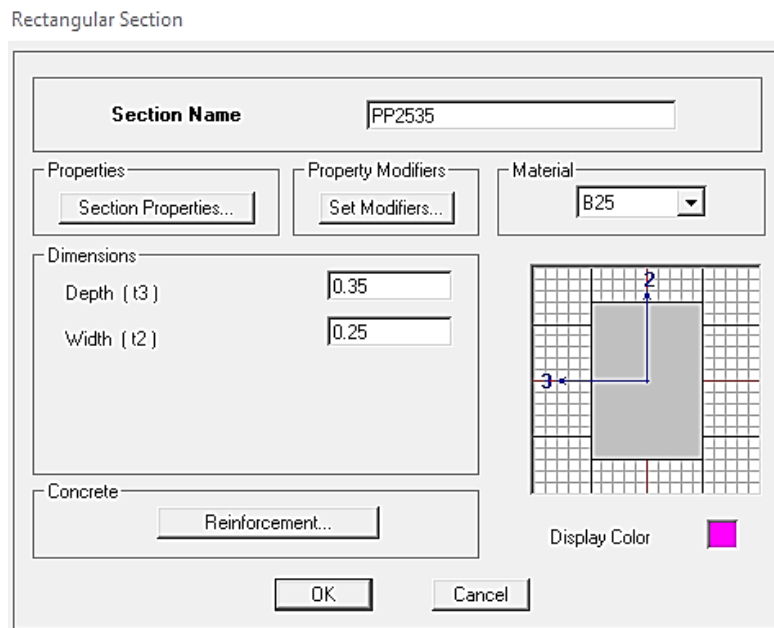


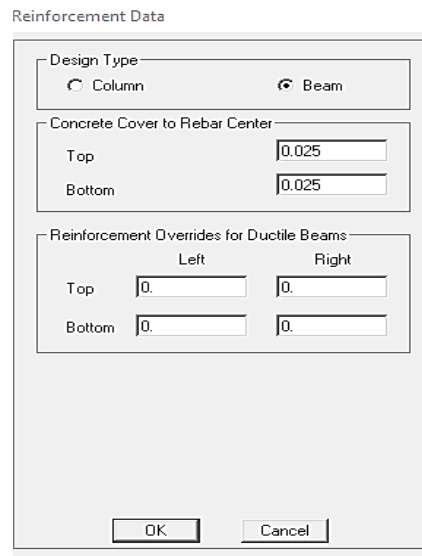
⇒⇒⇒⇒ **OK** ⇒⇒⇒⇒ **OK**

Refaire les mêmes étapes avec les autres types de poteaux

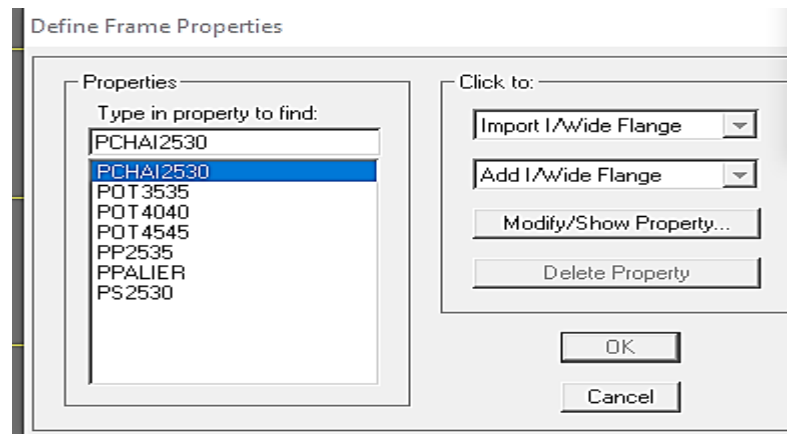
**b) Poutres:**

Pour les poutres on suit les mêmes étapes juste on remplace **column** par **Beam**





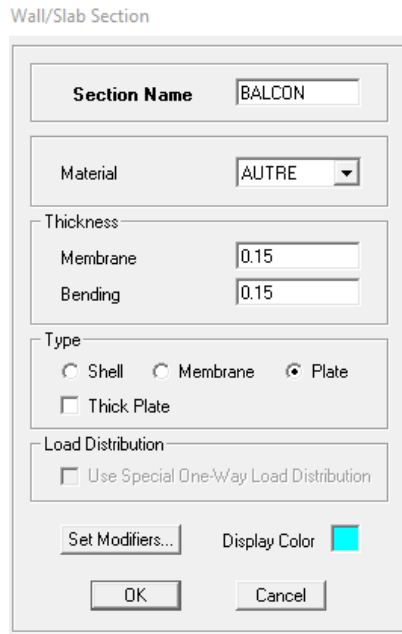
Et au finale pour les poteaux et les poutres on aura :



e) Balcon :

**Define ⇒⇒⇒⇒ Wall/Slab/Deck sections ⇒⇒⇒⇒ Add New Slab**

Et on la remplit comme il est montré :

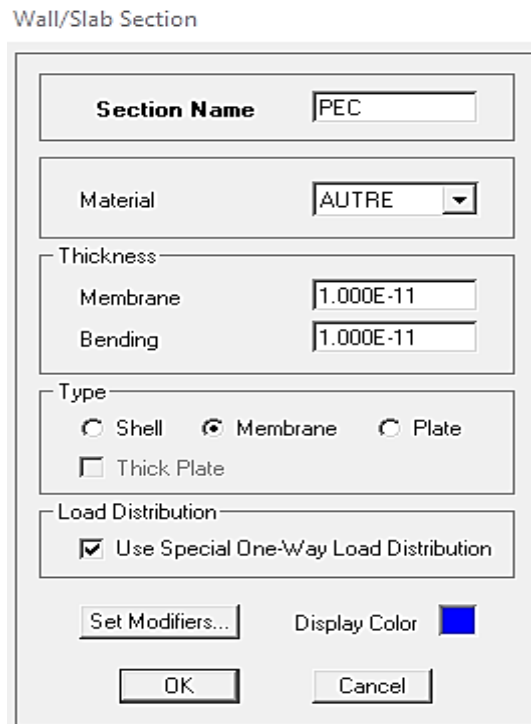


**g) Eléments corps creux :**

**Define ⇒⇒⇒⇒ Wall/Slab/Deck sections ⇒⇒⇒⇒ Add New Slab**

Puis on remplit la fenetre comme il est montré ci-dessous :

**• PLANCHER ETAGE COURANT :**



• **PLANCHER TERRASSE:**

Wall/Slab Section

<b>Section Name</b>	PET
<b>Material</b>	AUTRE
<b>Thickness</b>	
Membrane	1.000E-11
Bending	1.000E-11
<b>Type</b>	
<input type="radio"/> Shell	<input checked="" type="radio"/> Membrane
<input type="radio"/> Plate	<input type="checkbox"/> Thick Plate
<b>Load Distribution</b>	
<input checked="" type="checkbox"/> Use Special One-Way Load Distribution	
Set Modifiers...	Display Color <span style="color: green;">■</span>
OK	Cancel

c) **Voiles :**

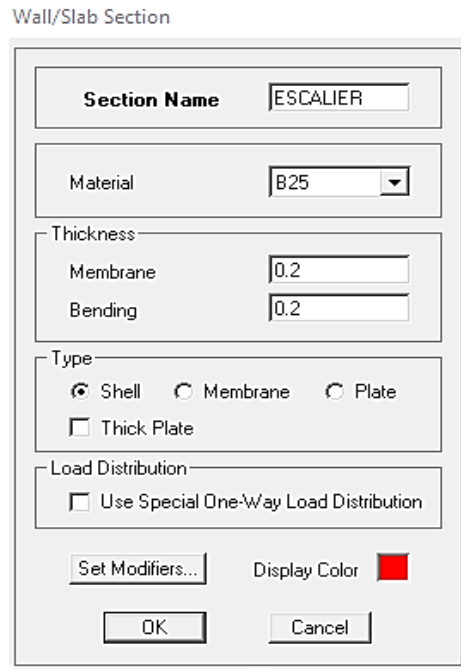
Define ⇒⇒⇒⇒ Wall/Slab/Decksections

Wall/Slab Section

<b>Section Name</b>	VOILE
<b>Material</b>	B25
<b>Thickness</b>	
Membrane	0.15
Bending	0.15
<b>Type</b>	
<input checked="" type="radio"/> Shell	<input type="radio"/> Membrane
<input type="radio"/> Plate	<input type="checkbox"/> Thick Plate
<b>Load Distribution</b>	
<input type="checkbox"/> Use Special One-Way Load Distribution	
Set Modifiers...	Display Color <span style="color: blue;">■</span>
OK	Cancel

d) **Escalier:**

Define ⇒⇒⇒⇒ Wall/Slab/Decksections



### 3.2) L'affectation des éléments dans la structure

Pour affecter les éléments précédents dans la structure on suit les etapes ci-après :

#### a) Poteaux

On clique sur l'icône



Properties of Object

Property	POT 4545
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0

#### Properties of Object property

On choisit le nom de la section (pot 4545 par exemple) et on l'affecte à sa position dans la structure.

On fera de même pour les autres éléments on change juste l'icône

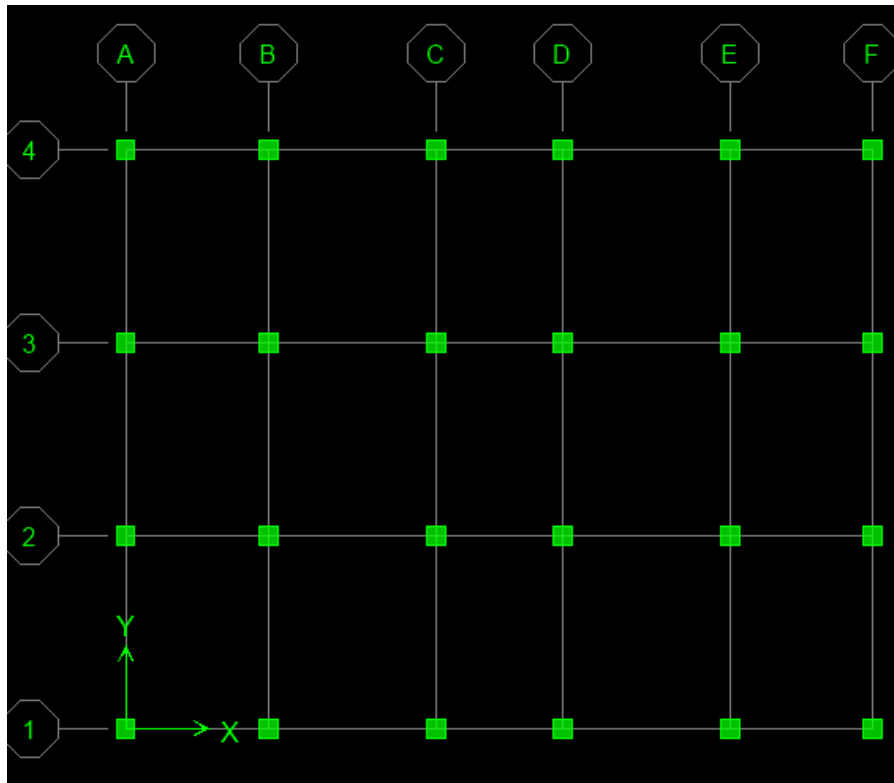


Figure IV-1 : disposition des poteaux .

b) Poutres.... 

Et ils seront affectés comme suit :

Properties of Object

Type of Line	Frame
Property	PP2535
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0

- Poutre principales suivant y-y
- Poutres secondaires suivant x-x

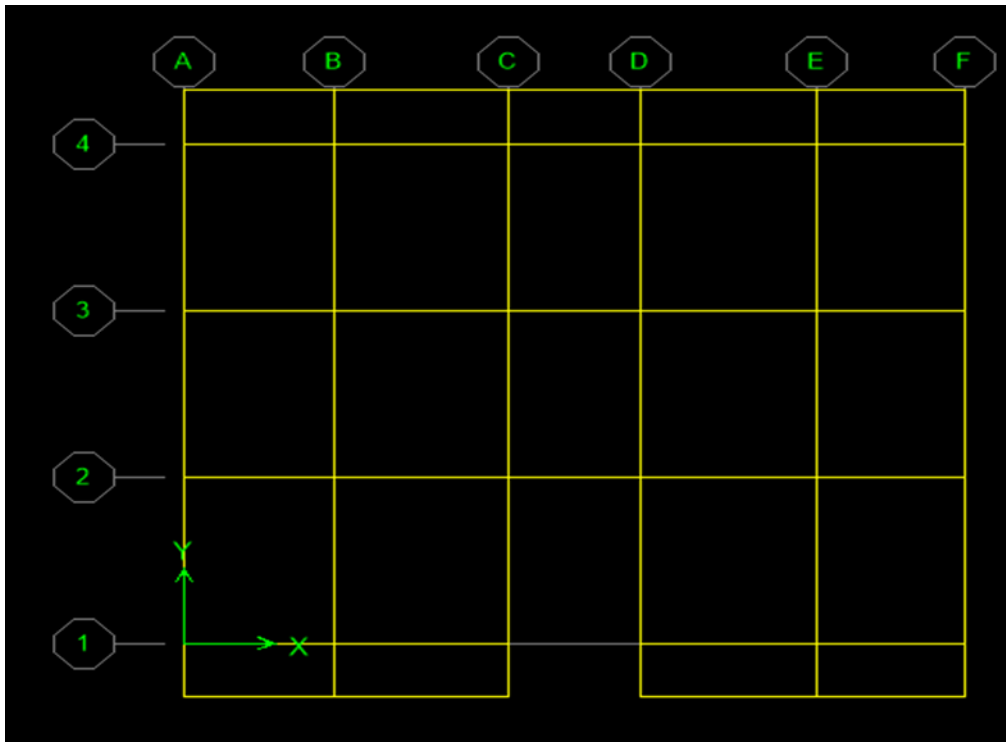
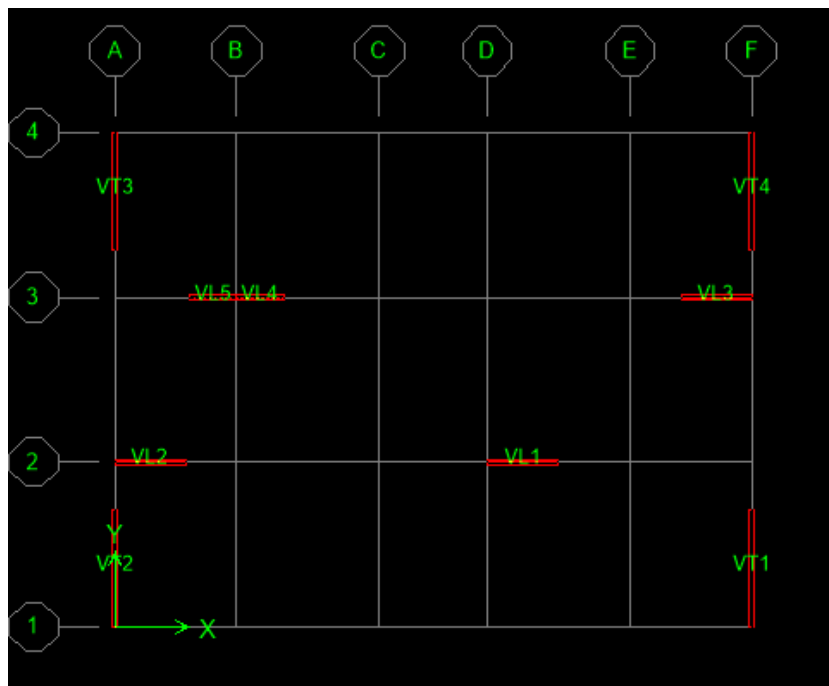


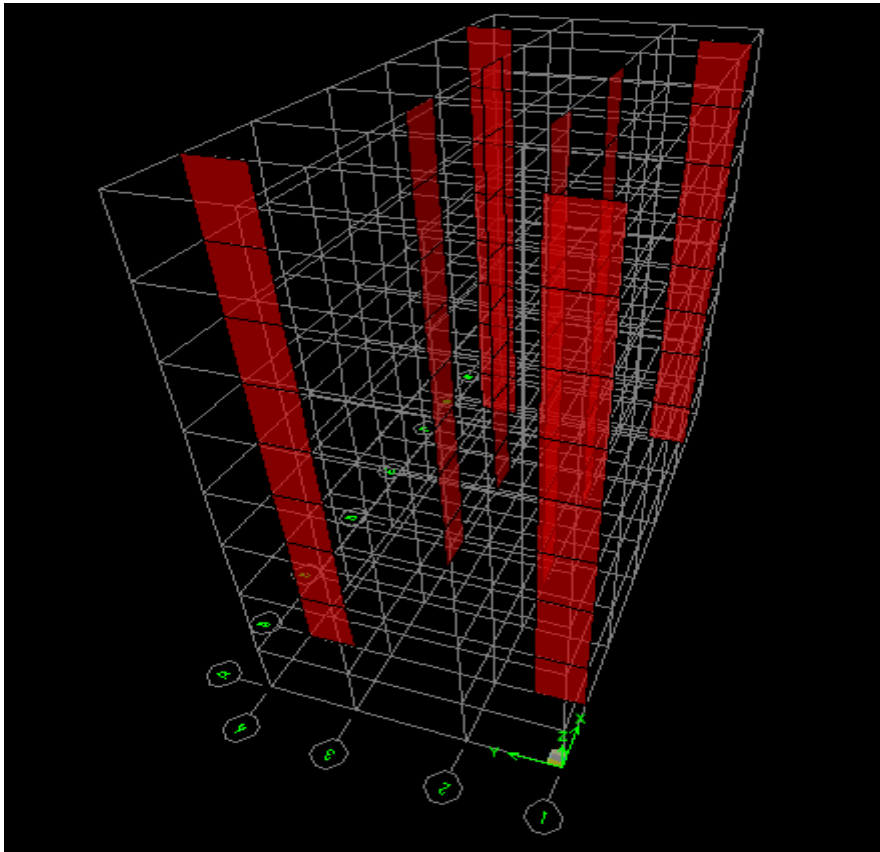
Figure IV-2 : disposition des poutres

c) Voile  $\Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow$

Qui seront disposés comme suit :



Vue en 2D

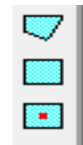


Vue en 3D

Figure IV-3 : disposition des voiles

d) Plancher à corps creux, balcons, palier de repos ⇒⇒⇒⇒

Et il seront affectés comme suit :



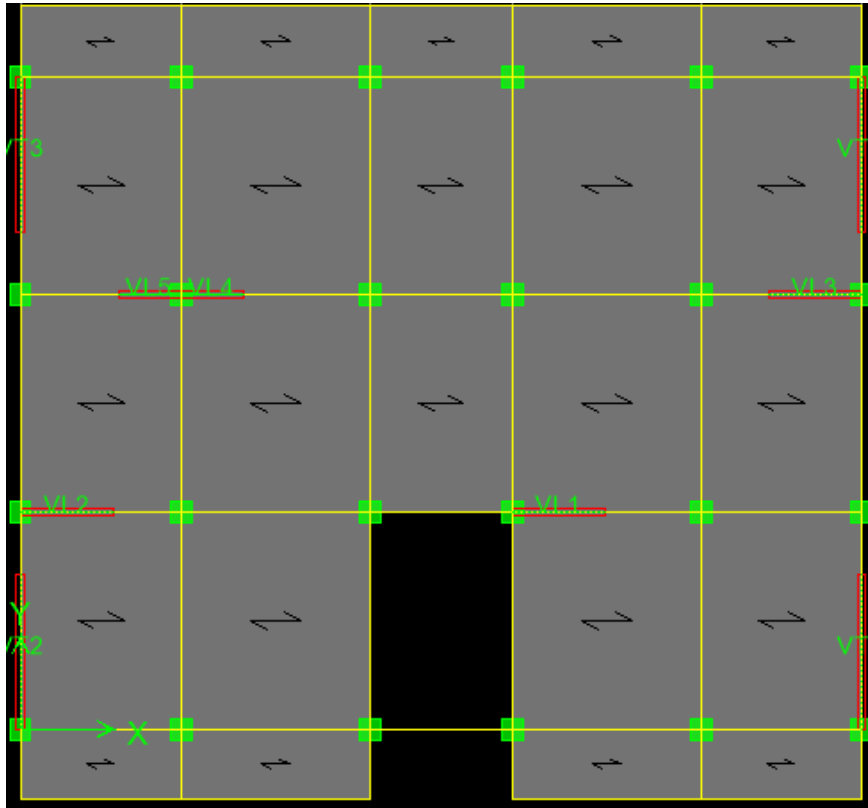


Figure IV-4 : balcon, Plancher à corps creux.

- **Étape 4 :**

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de réponse, ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre  $T$ .

✓ Données à introduire dans le logiciel

- **Zone sismique :**

**Zone IIa** (Zone moyenne sismicité, du (Art 3.1 RPA 99/Modifié2003)

- **Groupe d'usage :**

**Groupe 2** (Ouvrages courants, du.(Art 3.2 RPA 99/Modifié2003 )

- **Site :**

Site : **S3 site meuble**

- **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

✓ Conditions minimales sur les files de contreventement,

- ✓ Système de portique : chaque file de portique doit comporter a tous les niveaux au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1.5. les travées de portiques peuvent être constituées de voile de contreventement
- ✓ Système de voiles : chaque file de voiles doit comporter a tous les niveaux au moins un (01) trumeau ayant un rapport « hauteur d'étage sur largeur » inférieur ou égal a 0.67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport « hauteur d'étage sur largeur » inférieur ou égal a 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perfection qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité...
- ✓ La redondance en plan,

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport des portées n'excède pas 1,5

- ✓ La régularité en plan,

La structure est classée régulière en plan

- ✓ La régularité en élévation,

La structure est classée régulière en élévation

- ✓ Contrôle de la qualité des matériaux,
- ✓ Contrôle de la qualité de l'exécution.

Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

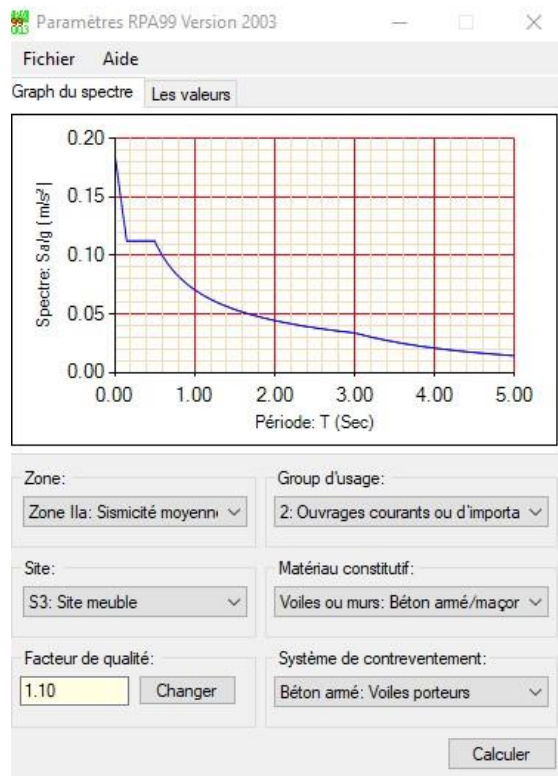
La valeur  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum Pq$   
 $Pq$  : pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  "est satisfait ou non"

Tableau IV-1 : Facteur de qualité Q

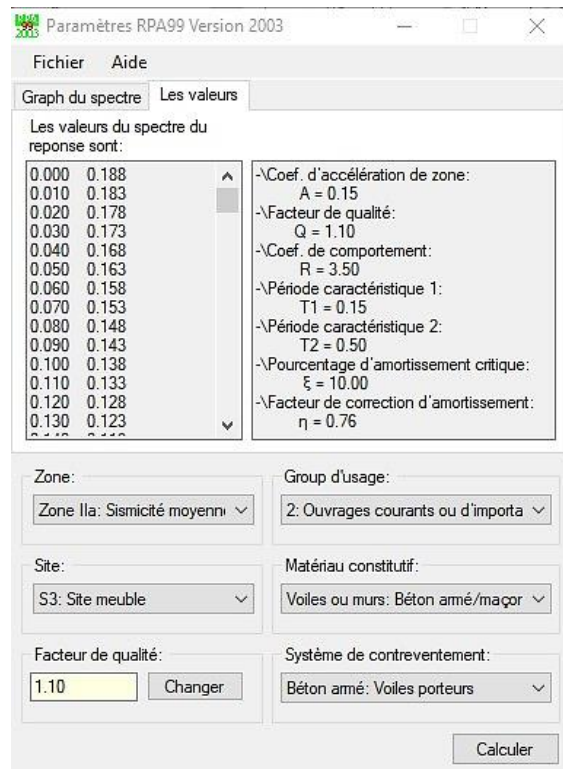
Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du Contreventement	Non observé	0,05
Redondance en plan	Non observé	0,05
Régularité en plan	Observé	0,00
Régularité en élévation	Observé	0,00
Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0,00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0,00
		<b>Q = 1,10</b>

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessus en trouve le facteur de qualité **Q = 1,10**

En introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous :

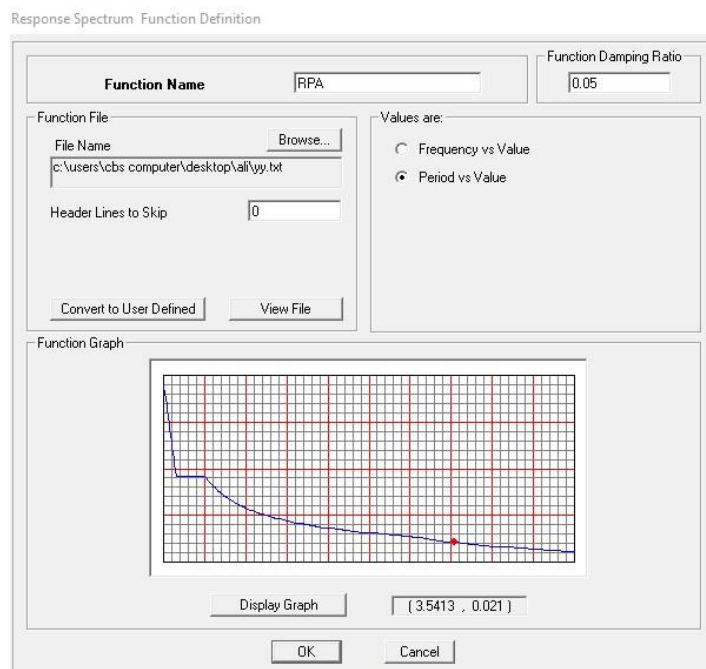


On Clique sur **calculer puis valeur** ⇒⇒⇒⇒ **enregistré**



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

**Define ⇒⇒⇒⇒ Response spectrum ⇒⇒⇒⇒ Function spectre from file.**



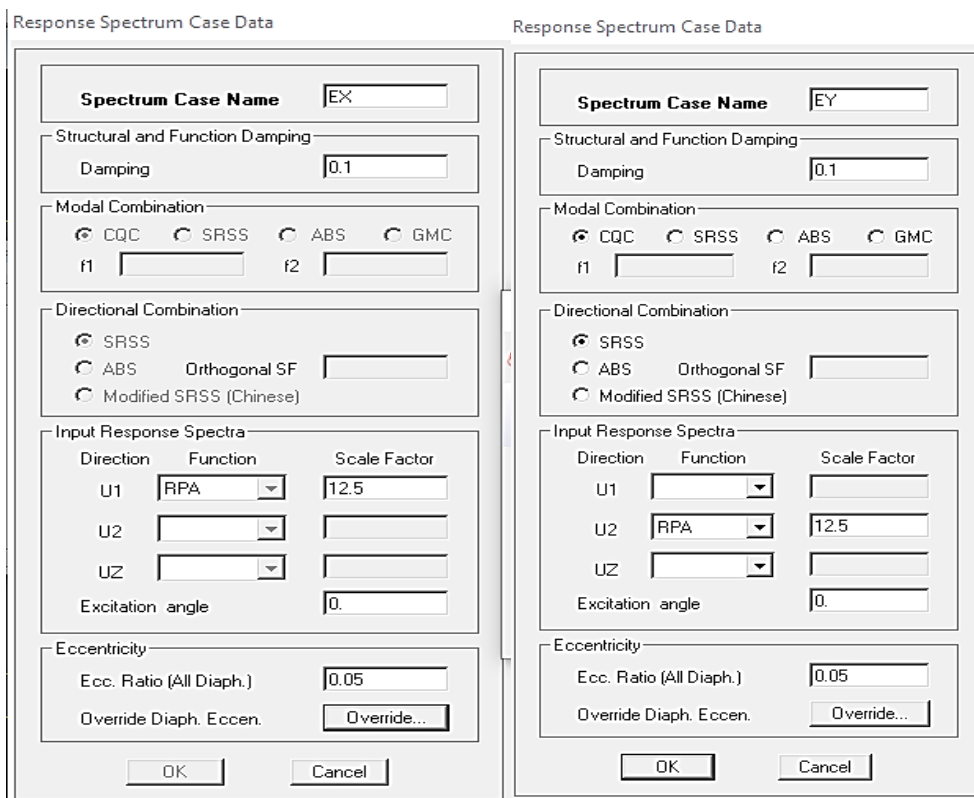
• **Etape 5 :**

Cette étape consiste à définir les charges sismiques **E**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

**Define ⇒⇒⇒⇒ Response Spectrum Cases ⇒⇒⇒⇒ Add New Spectrum.**

Et on les remplit comme il est montré dans les fenêtres ci-dessous :

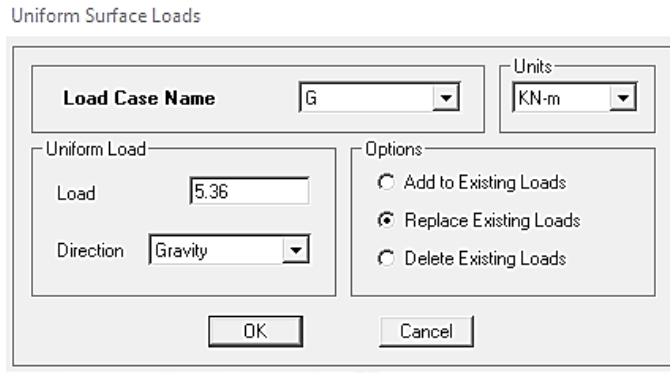


• **Etape 6 :**

Cette étape consiste au chargement des éléments

Les éléments surfacique : On prend chaque élément surfacique (les plancher à corps creux et les balcons) et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

**Assign ⇒⇒⇒⇒ Shell/areas load ⇒⇒⇒⇒ Uniform.**



On refait la même chose avec la charge d’exploitation Q

• **Etape 7 :**

Introduction des combinaisons d’action.

Les combinaisons d’action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

**a) Combinaisons aux états limites :**

$$\text{BAEL91/99} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \longrightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \longrightarrow G + Q \end{array} \right.$$

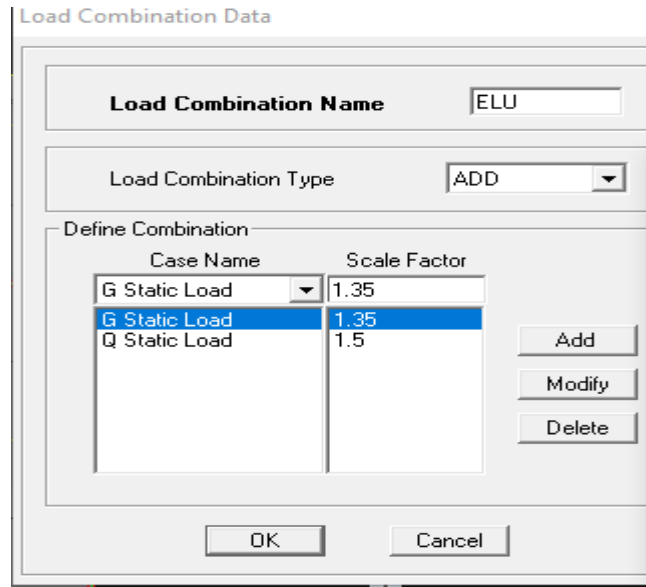
**b) Combinaisons accidentelles du RPA :**

$$\text{RPA99} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

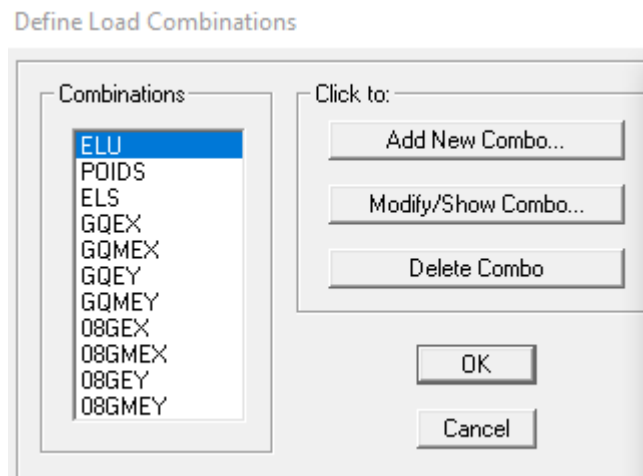
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define ⇒ ⇒ ⇒ ⇒ Loads Combinations ⇒ ⇒ ⇒ ⇒ Add New Combo.**

- Exemple: **ELU** on remplit comme suit



On reprend la même opération pour les autres combinaisons et on aura au final 11 combinaisons

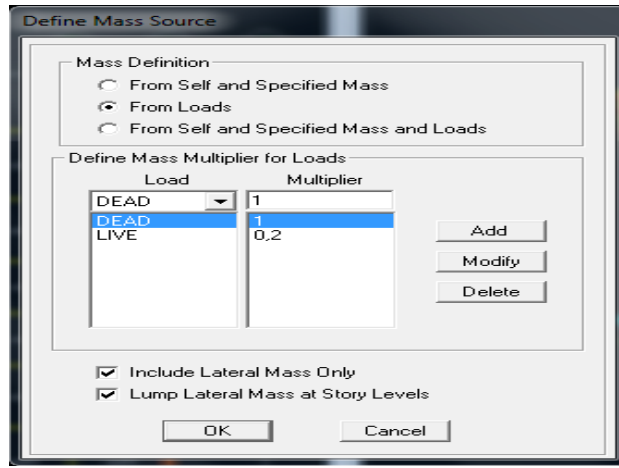


- **Etape 8:**

Introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'ETABS et ceci de la manière suivante :

**Define ⇒⇒⇒⇒ mass source ⇒⇒⇒⇒ From Loads**



• **Etape 9:**

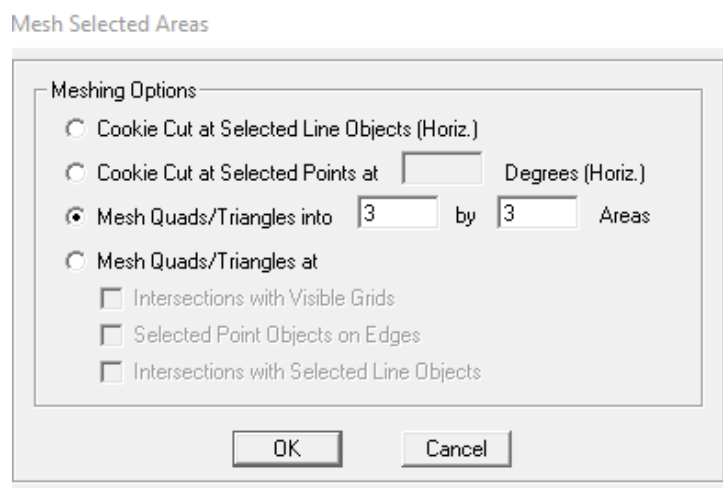
Cette étape consiste à faire le maillage pour les voiles

Pour faire le maillage on suit les étapes suivantes :


Sélectionnez tous les voiles puis

**Edit** ⇒⇒⇒⇒ **Mesh Areas**

Une fenêtre s'affichera et elle sera rempli comme suit



• **Etape 10 :**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuent un encastrement en cliquant sur l'icône  la fenêtre ci-après s'affichera :



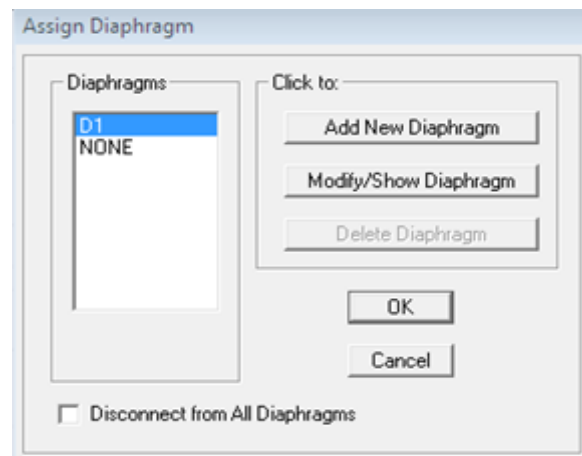
On clique sur l'icône de l'encastrement  et tous les nœuds seront encastrés.

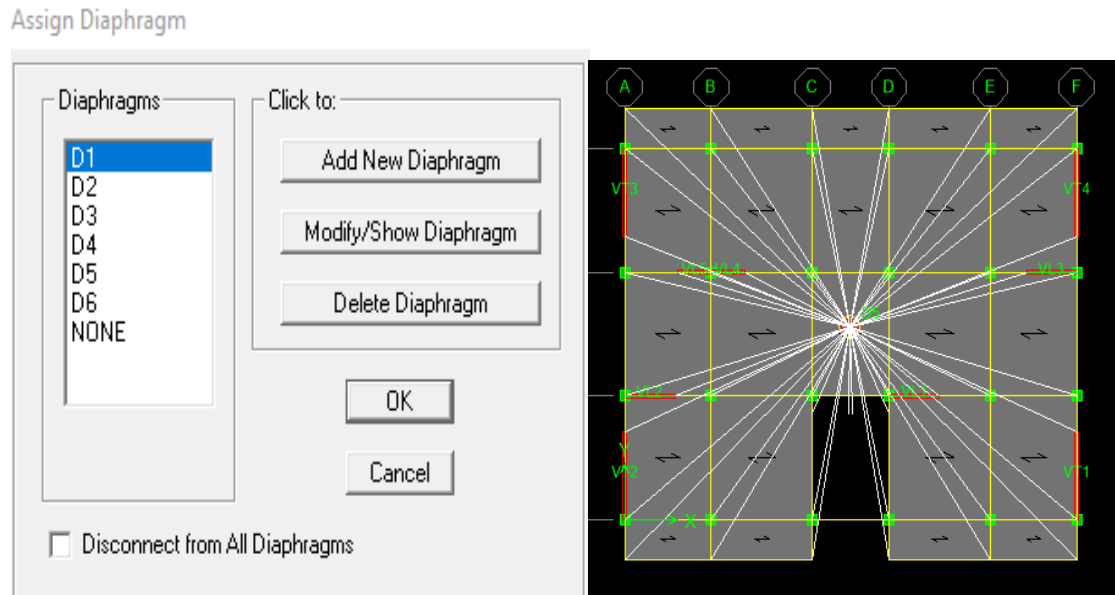
• **Etape 11:**

Les planchers sont supposés infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et leurs masse supposées concentrées en leurs centres de masse (nœud maitre), Alors on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le plancher (1), et on suit les étapes suivantes :

**Defin ⇒⇒⇒⇒ Diaphragm ⇒⇒⇒⇒ Add New Diaphragm.**





**Figure IV-5 :Diaphragme plancher (1)**

On suit les mêmes étapes pour les autres planchers.

- **Etape 12 :**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

**Analyze RunAnalysis** ou on clique sur le bouton **F5**

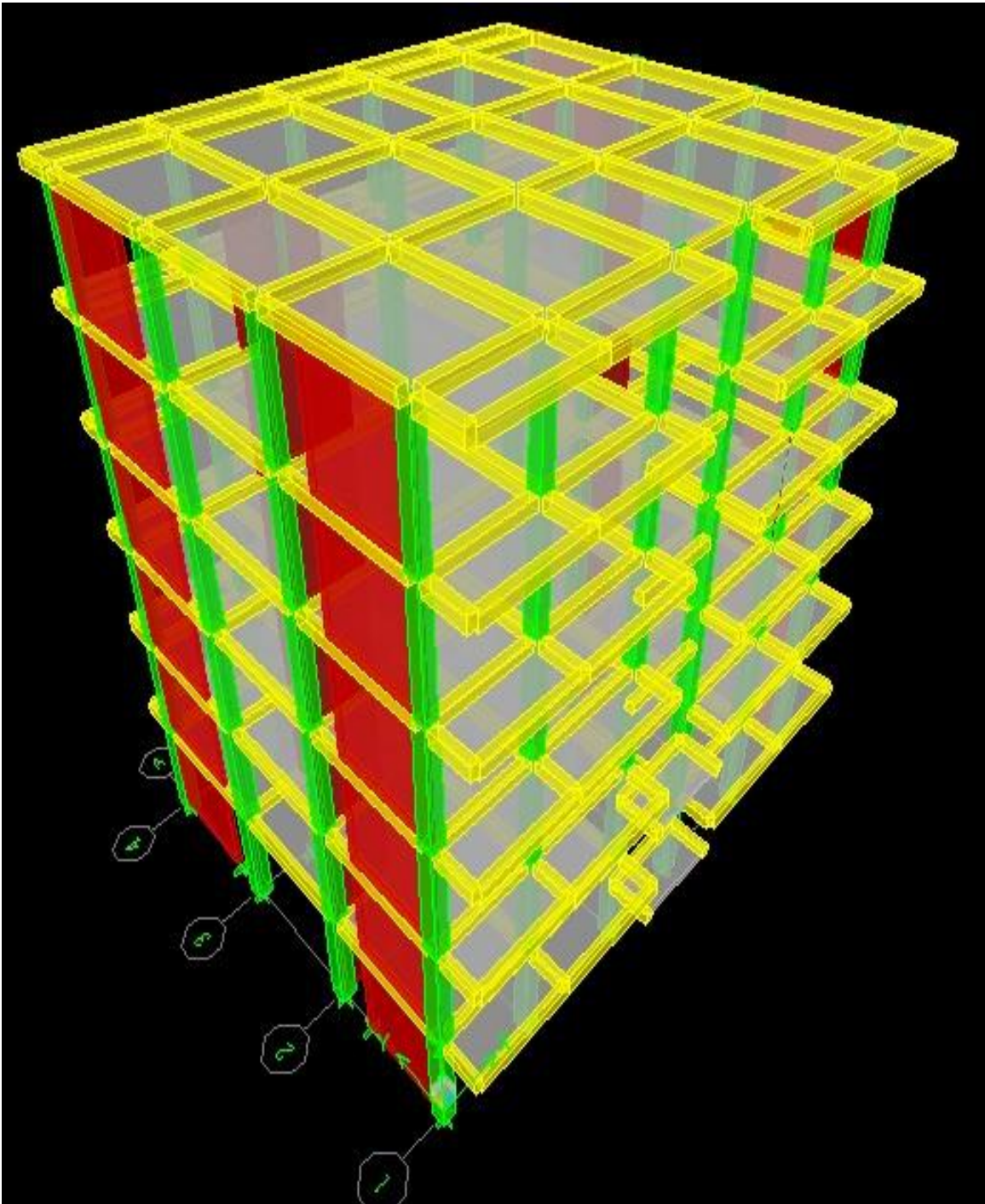


Figure IV-6 : modèle finale de notre structure

# Chapitre V

## Vérifications des exigences du RPA

### V.1. Introduction

Le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage

En s'appuyant sur le règlement parasismique Algérien on doit faire les vérifications suivantes :

- ❖ Estimation de la période fondamentale de la structure T
- ❖ Le pourcentage de la participation de la masse modale (La masse participante)
- ❖ Vérification de l'excentricité
- ❖ Vérification des déplacements relatifs
- ❖ Vérification de l'effort tranchant à la base
- ❖ Justification vis-à-vis de l'effet Delta
- ❖ Vérification des efforts normaux au niveau des poteaux
- ❖ Classification de système de contreventement

### V.2. Vérification de la période fondamentale T [Art 4.2.4 RPA 99/2003]

On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. D'où :  $h_N = 18,53\text{m}$
- $C_T$  : Coefficient, fonction de système de contreventement, du Type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 de RPA. D'où :  $C_T = 0,05$

Donc :

$$T_{RPA} = 0,05(18,53)^{3/4}$$

$$T_{RPA} = 0,446 \text{ sec}$$

Après avoir calculé la période empirique  $T_{RPA}$  il aura lieu de la majorer de 30% :

$$T_{maj} = T_{RPA} + 0.3 T_{RPA}$$

$$T_{maj} = 1,3 \times 0,446$$

$$\text{D'où : } T_{maj} = 0,580 \text{ sec}$$

✓ A partir des tableaux donnés par le logiciel ETABS après l'analyse on tire

le  $T_{analytique}$  :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,571664	71,3748	0,4537	71,3748	0,4537	0,0538
2	0,391532	0,5362	69,5139	71,911	69,9675	0,0183
3	0,343065	0,0586	0,0135	71,9696	69,981	69,7333
4	0,152444	15,7021	0,0675	87,6717	70,0485	0,0049
5	0,096392	0,0338	18,5022	87,7054	88,5508	0,0046
6	0,084209	0,0016	0,005	87,7071	88,5558	18,6767
7	0,066267	6,506	0,0126	94,213	88,5684	0
8	0,042215	0,005	6,7536	94,218	95,3219	0,0018
9	0,036893	3,3343	0,0049	97,5522	95,3268	0,1731
10	0,036807	0,0973	0,0011	97,6496	95,3279	6,6298

**Tableau V.1. : Résultats d'analyse dynamique ETABS**

T analytique c'est la valeur la plus défavorable des périodes données par le tableau ci-dessus en fonction des modes propres de vibrations

Donc : T analytique = 0,571664sec

Période	$T_{RPA}$	$T_{maj}$	$T_{analytique}$	Observation
Valeur	0,446	0,580	0,571664	<b>Condition vérifiée</b>

### V.3. Vérification de pourcentage de la participation de la masse modale

Le RPA 99/ version 2003(ART 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

- ✓ Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

D'après la **Tableau IV.1** On n'a le résultat suivant :

- ❖ Les 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> mode sont des modes de translation.
- ❖ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

- ❖ On doit retenir les 8 premiers modes que la masse atteigne les 90% (**Art 4.3.4 selon RPA.99**).

Donc la condition du RPA est vérifiée.

**V.4. Vérification de l'excentricité :**

D'après le **RPA99 vs 2003** (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

$$CM - CR \leq 5\% L_{max} = 5\% L_x = 0,8125 \cdot L_x = 16,25m.$$

$$L_y = 12,60m$$

Avec :

CM : Le centre de masse.

CR : Le centre de torsion.

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity								
	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	8,087	6,442	243,9294	243,9294	8,087	6,442	8,122	6,338
	8,086	6,479	238,8217	238,8217	8,086	6,479	8,118	6,261
	8,085	6,518	234,1095	234,1095	8,085	6,518	8,113	6,213
	8,085	6,522	230,5992	230,5992	8,085	6,522	8,106	6,172
	8,084	6,531	227,3336	227,3336	8,084	6,531	8,100	6,139
	8,102	6,413	204,8214	204,8214	8,102	6,413	8,096	6,125

**Figure V.1 : Centre de masse d'excentricité**

Tableau V.2 : Vérification de l'excentricité.

<i>Story</i>	<i>XCM</i>	<i>XCR</i>	<i>XCM- XCR</i>	<i>0,05Lx</i>	<i>YCM</i>	<i>YCR</i>	<i>YCM- YCR</i>	<i>0,05Ly</i>
<i>TERRASSE</i>	8,087	8,122	-0,035	0,8125	6,442	6,338	0,104	0,8125
<i>ET5</i>	8,086	8,118	-0,032	0,8125	6,479	6,261	0,218	0,8125
<i>ET4</i>	8,085	8,113	-0,028	0,8125	6,518	6,213	0,305	0,8125
<i>ET3</i>	8,085	8,106	-0,021	0,8125	6,522	6,172	0,35	0,8125
<i>ET2</i>	8,084	8,1	-0,016	0,8125	6,531	6,139	0,392	0,8125
<i>ET1</i>	8,102	8,096	0,006	0,8125	6,413	6,125	0,288	0,8125

#### V.5. Vérification des déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (Article 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport

Aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art article 4-43) :

Selon la formule 4-19 de RPA 99 le déplacement relatif à chaque niveau k est calculé comme suit :

$$\Delta K = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1"est égal à :

$$\Delta K = \delta_{k-} - \delta_{k-1}$$

Tableau V.3 : Vérification de déplacements inter-étages.

Story	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	he	1%he	Observation
TERRASSE	0,012	0,002	0,0061	0,0012	306	3,06	Condition vérifiée
ET5	0,01	0,0023	0,0049	0,0013	306	3,06	Condition vérifiée
ET4	0,0077	0,0025	0,0036	0,0012	306	3,06	Condition vérifiée
ET3	0,0052	0,0024	0,0024	0,0011	306	3,06	Condition vérifiée
ET2	0,0028	0,0019	0,0013	0,0009	306	3,06	Condition vérifiée
ET1	0,0009	0,0009	0,0004	0,0004	306	3,06	Condition vérifiée

#### V.6. Justification vis-à-vis de contreventement

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

##### 1. Forces horizontales :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

##### ❖ Voiles et portiques :

Sens XX

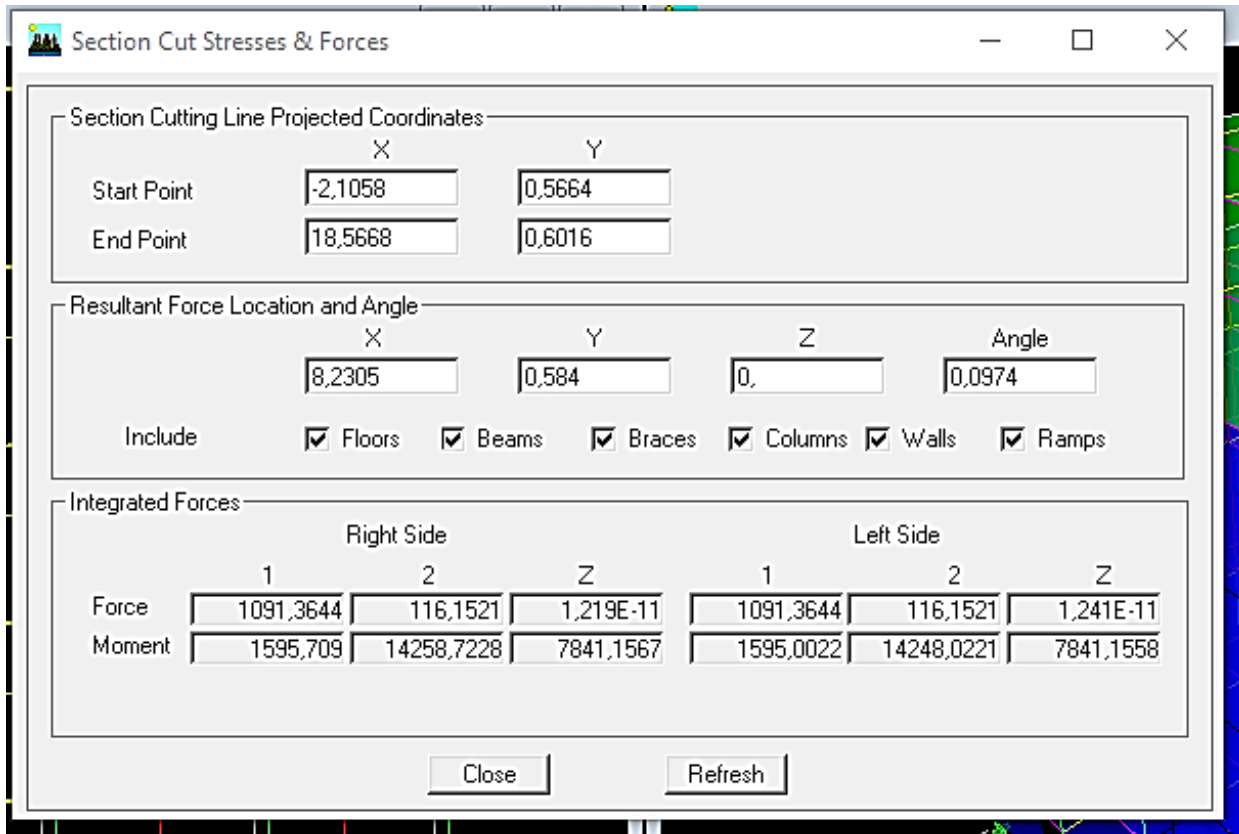


Figure V.2 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens X-X

❖ Voile uniquement :

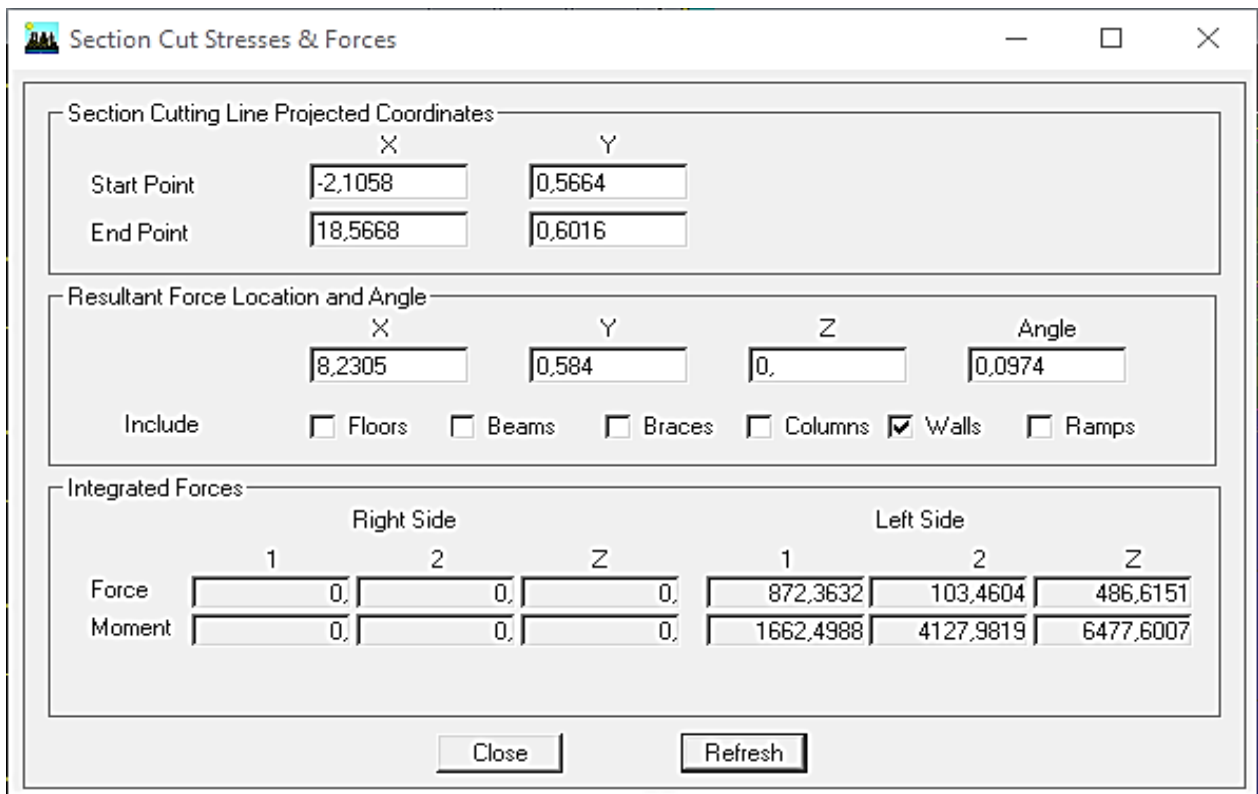


Figure V.3 : Charges horizontales reprises par les voiles.

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	1091,3644	872,3632	79,93%	20,07%

Sens YY

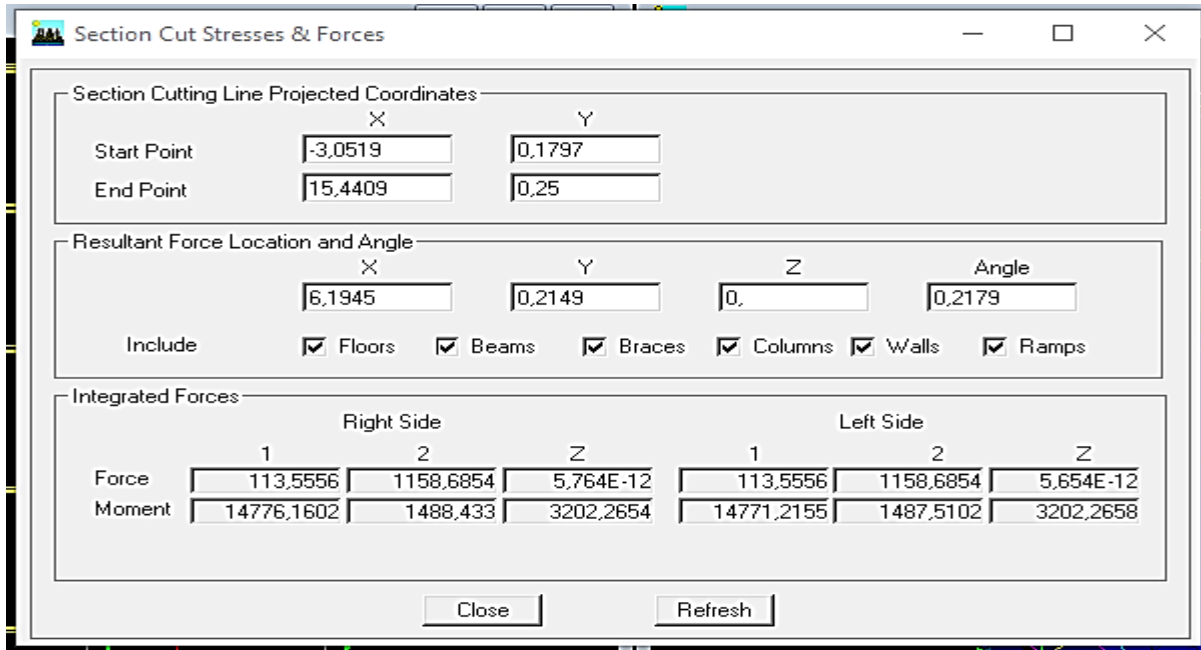


Figure V.4 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens Y-Y

❖ Voile uniquement :

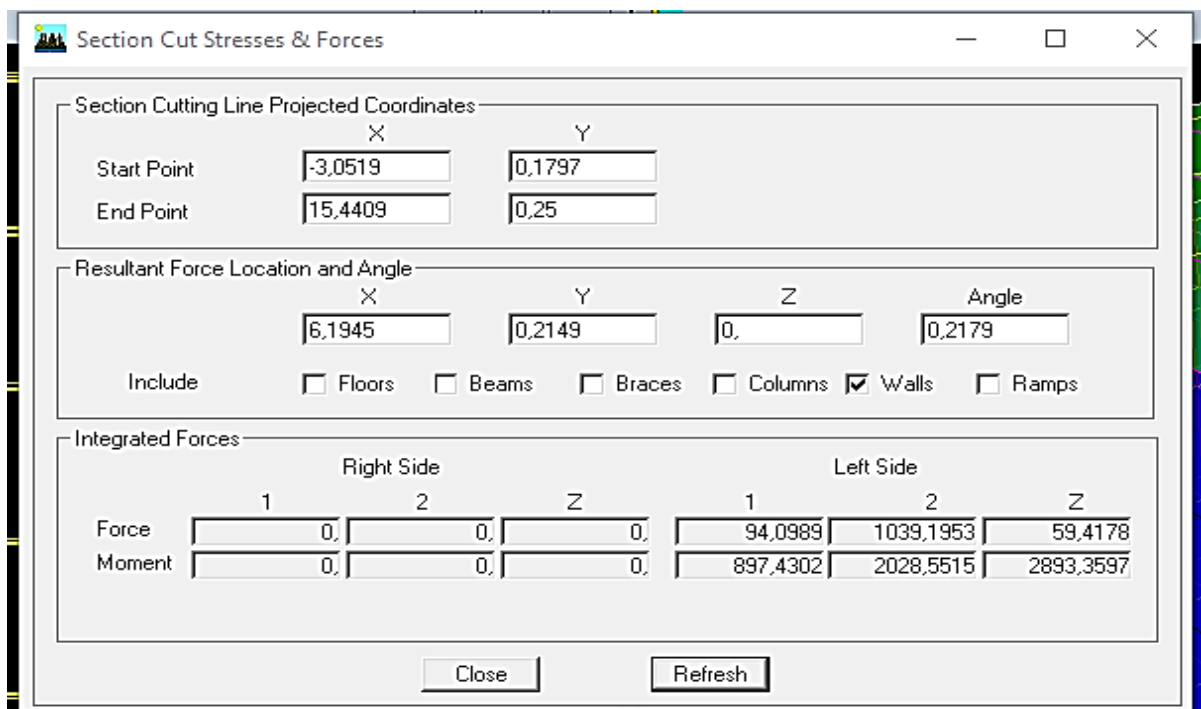


Figure V.5 : Charges horizontales reprises par les voiles.

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ey	1158,68	1039,19	89,69%	10,31%

2. Forces verticales :

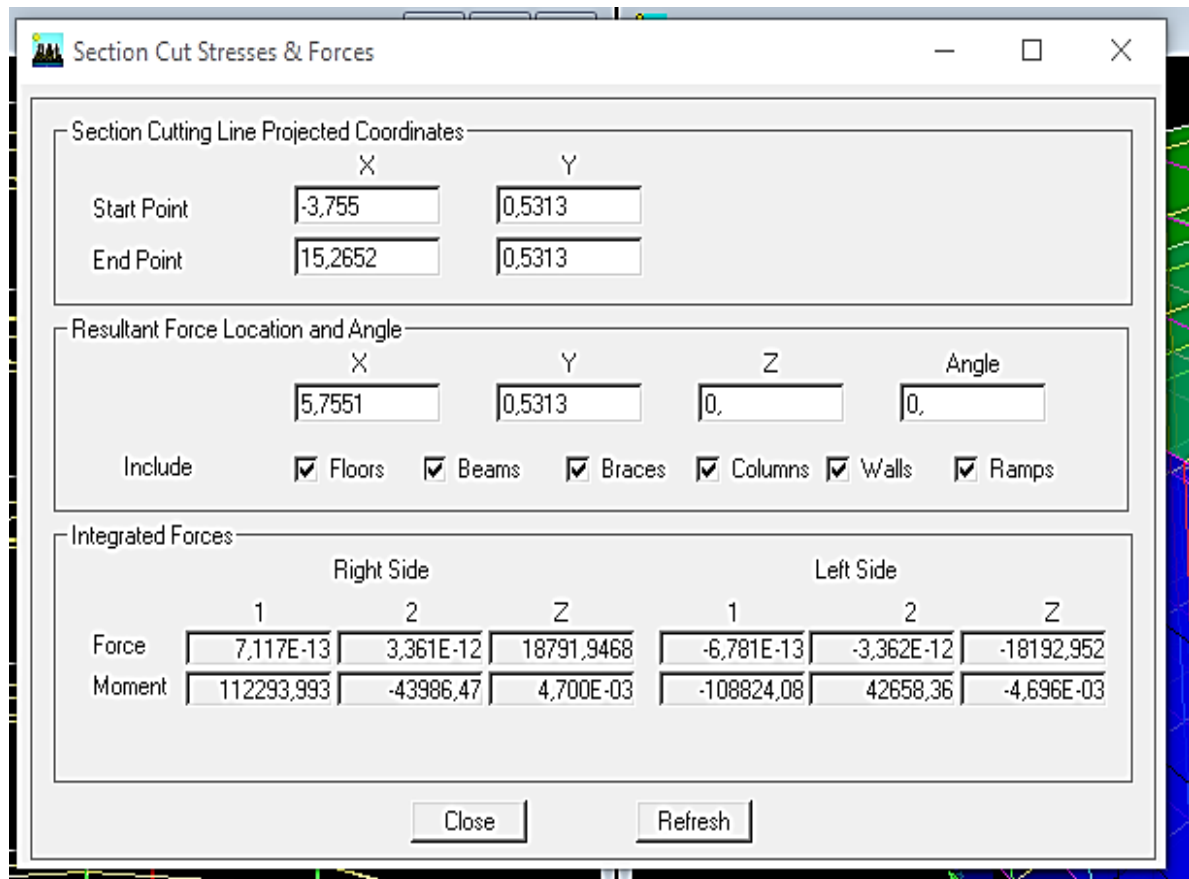


Figure V.6 : Charges horizontales reprises par la structure.

❖ Voile uniquement :

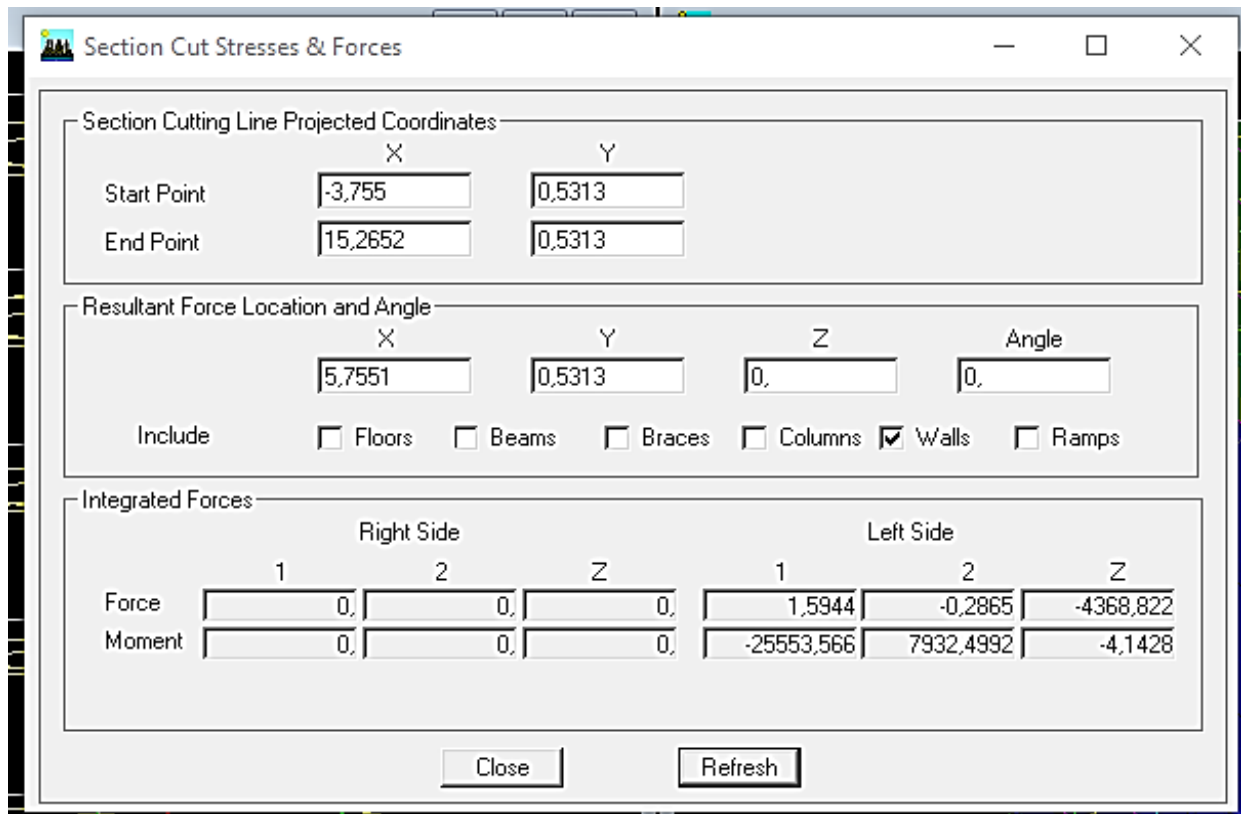


Figure V.7 : Charges horizontales reprises par les voiles.

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
ELU	18192,952	4368,822	24,01	75,99

D’après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que pour tous les étages les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges verticales

- ✓ Donc suivant l’article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris  $R=3.5$  d’après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

**V.7. Vérification de l'effort tranchant à la base [Art 4.3.6 RPA 99/2003] :**

Selon le RPA 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.

Si  $V_t \leq 0.8 V$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.....) dans le rapport  $0.8V/V_t$ .

**Calcul de l'effort tranchant par la formule empirique du RPA :**

$$V = \frac{Ax D x Q}{R} W \quad \text{RPA99 Page 28 formule (4.1)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement.

W : poids total de la structure.

D'après l'article du *R.P.A 99/2003*, la résultante des forces sismique à la base  $V_{\text{logiciel}}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

$$V_{\text{Etabs}} > 0,8 V_{\text{MSE}}.$$

Paramètres		La valeur
<p><b>Coefficient d'accélération de zone : A</b></p> <p>Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.</p>	<p>. Zone sismique IIa .</p> <p>. Groupe d'usage 2</p>	A= 0,15
<p><b>Calcul de la période T :</b></p> <p>RPA version 2003 page 31 formule 4.6</p> <p><math>T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}</math></p>	<p><math>C_T = 0,05</math> Tableau (4-6)</p>	T=0,446s.
	<p><math>h_n = 18,53m</math></p>	
<p><b>Facteur d'amplification dynamique moyen :</b></p> <p>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)</p> <p><math>D = 2.5 \cdot \eta</math> <math>0 \leq T \leq T_2</math></p> <p><math>D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3}</math> <math>T_2 \leq T \leq 3s</math></p> <p><math>D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3}</math> <math>T &gt; 3s</math></p>	<p>Valeur <math>T_2</math> : RPA2003 page 34.</p> <p>Site meuble d'où <math>T_2 = 0,5</math>.</p>	D=2,05
	<p>Valeur de <math>\xi</math> :</p> <p>RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement voile porteur :</p> <p><math>\xi = 10</math></p>	
	<p>Facteur de correction d'amortissement :</p> <p>RPA99 Page 26 Formule (4.2).</p> <p><math>\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7</math> <math>\eta = 0,76</math></p>	
<p><b>Coefficient de comportement global de la structure R :</b></p> <p>RPA 99 version 2003 Tableau (4.3) Page 28</p>	<p><b>une structure contreventée par voile</b></p>	R=3,5
<p><b>Poids total <math>W_t</math> :</b></p>		14046,09KN

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{ Art4. 4RPA99vs2003}$$

Tableau V.4 : Facteur de qualité Q.

Observation de critère	Q <sub>y</sub>		Q <sub>x</sub>	
	Oui	Non	Oui	Non
1-Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0.05
2-Redondance en plan	0	0.05	0	0.05
3-Régularité en plan	0	0.05	0	0.05
4-Régularité en élévation	0	0.05	0	0.05
5-Contrôle de qualité des matériaux	0	0.05	0	0.05
6-Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10	0	0.10
$Q = 1 + \sum P_q$	1.10		1.10	

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET5	EY	Bottom	0,00	57,30	636,92	5463,748	3075,840	267,61
ET4	EX	Top	0,00	794,99	88,01	6424,068	310,999	2820,1
ET4	EX	Bottom	0,00	794,99	88,01	6424,048	579,542	5183,0
ET4	EY	Top	0,00	79,25	829,30	7146,199	3075,840	267,61
ET4	EY	Bottom	0,00	79,25	829,30	7146,194	5504,973	507,91
ET3	EX	Top	0,00	941,30	103,28	7658,407	579,542	5183,0
ET3	EX	Bottom	0,00	941,30	103,28	7658,391	893,506	7984,3
ET3	EY	Top	0,00	95,77	978,10	8490,891	5504,973	507,91
ET3	EY	Bottom	0,00	95,77	978,10	8490,887	8336,612	797,21
ET2	EX	Top	0,00	1036,37	112,08	8504,075	893,506	7984,3
ET2	EX	Bottom	0,00	1036,37	112,08	8504,068	1233,266	11055,5
ET2	EY	Top	0,00	106,40	1089,30	9554,461	8336,612	797,21
ET2	EY	Bottom	0,00	106,40	1089,30	9554,458	11462,643	1117,3
ET1	EX	Top	0,00	1091,47	115,16	9035,406	1233,266	11055,5
ET1	EX	Bottom	0,00	1091,47	115,16	9035,407	1582,350	14260,2
ET1	EY	Top	0,00	110,55	1158,98	10299,253	11462,643	1117,3
ET1	EY	Bottom	0,00	110,55	1158,98	10299,253	14779,980	1450,0

Figure V.8 : Efforts tranchants donnés par ETABS

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

$$V_{x-etabs} = F1 = 1144,80KN$$

$$V_{y-etabs} = F2 = 1182,00KN$$

	L'effort tranchant (MSE)		0,8*V <sub>MSE</sub>	V <sub>logiciel</sub>	V <sub>logiciel</sub> ≥ 0,8*V <sub>MSE</sub>
<b>Sens X-X</b>	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R}.W$	1387,265	1109,812	1144,80	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Sens Y-Y</b>	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R}.W$	1387,265	1109,812	1182,00	<b>Condition vérifiée</b>

**V.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :**

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.9), L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

**Avec :**

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;

$V_K$  : Effort tranchant de l'étage k ;

$h_K$  : Hauteur de l'étage K ;

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Sinon si :

0,10 <  $\theta_K$  < 0,20 : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1-\theta_K)\theta$

$\theta_K > 0,20$ : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donner dans le tableau.

Suivant Ex :

Tableau V.5: Vérification L'effet P-Delta.

STORY	$P_K$ (KN)	$h_K$	Sens X-X [sous EY]				Sens Y-Y [ Sous EY]			
			$\Delta_K$	$V_K$ (m)	$V_K \times h_K$	$\theta(x)$	$\Delta_K$	$V_K$ (m)	$V_K \times h_K$	$\theta(x)$
5ème	2265,51	3,06	0,002	342,68	1048,6008	0,00432102	0,0012	382,61	1170,7866	0,00232204
4ème	2262,23	3,06	0,0023	592,93	1814,3658	0,00286774	0,0013	636,92	1948,9752	0,00150895
3ème	2331,08	3,06	0,0025	794,99	2432,6694	0,0023956	0,0012	829,3	2537,658	0,00110231
2ème	2331,08	3,06	0,0024	941,3	2880,378	0,00194231	0,0011	978,1	2992,986	0,00085673
1er	2428,1	3,06	0,0019	1036,37	3171,2922	0,00145474	0,0009	1089,3	3333,258	0,0006556
RDC	2428,09	3,06	0,0009	1091,47	3339,8982	0,0006543	0,0004	1158,98	3546,4788	0,00027386

### V.9. Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal maximal ;

$B_c$  : Section du poteau ;

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V-6 : L'effort normal réduit dans les poteaux

POTEAUX	$N_d$ (kN)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$F_{c28}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	V	Observation
35x35	379.38	1225	2.5	0.123	$v < 0.3$ condition vérifiée
40x40	841.08	1600	2.5	0.210	$v < 0.3$ condition vérifiée
45x45	1316,02	2025	2,5	0,289	$v < 0.3$ condition vérifiée

### Conclusion :

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé à l'aide de logiciel ETABS, peut passer aux ferrailages de ces éléments porteurs

# Chapitre VI

## Calcul des éléments structuraux

❖ **Ferraillage des poutres :**

**VI. Introduction :**

Les poutres sont ferraillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

- ✓ ELU } selon BAEL, (situation durable)
- ✓ ELS }
  
- ✓ G+Q+Ex } Selon le RPA 99 :( situation accidentelle)
- ✓ G+Q+Ey }
- ✓ 0.8G ± Ex }
- ✓ 0.8G± Ey }

**VI.1. Recommandation de (RPA 99/Modifié2003)**

**a) Armature longitudinale (ART 7.5.2.1 RPA99/Modifié2003 )**

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en tout section
- ❖ Poutre principale (35x25) ⇒⇒⇒ Amin =0.005x35x25=4.375cm<sup>2</sup>
- ❖ Poutre secondaire (35x25) ⇒⇒⇒ Amin =0.005x30x25=3.75cm<sup>2</sup>
- ❖ Poutre de chaînage (35x25) ⇒⇒⇒Amin =0.005x30x25=3.75cm<sup>2</sup>
- ❖ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux et de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement

**Zone courante :**

- ✓ Poutre principale (35x25) cm ⇒⇒⇒ Amax = 0.04x35x25=35cm<sup>2</sup>
- ✓ Poutre secondaire (30x25) cm ⇒⇒⇒ Amax = 0.04x30x25=30cm<sup>2</sup>
- ✓ Poutre de chaînage (30x25) cm ⇒⇒⇒ Amax = 0.04x30x25=30cm<sup>2</sup>

**En zone de recouvrement :**

- ✓ Poutre principale (35x25) cm=0.06x35x25=52.5cm<sup>2</sup>
- ✓ Poutre secondaire (30x25) cm=0.06x30x25=45cm<sup>2</sup>
- ✓ Poutre de chaînage (30x25) cm=0.06x30x25=45cm<sup>2</sup>

La longueur de recouvrement est de 40∅ en zone II<sub>a</sub>

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de 3 cadres par nœud

**b) Armature transversales :**

- ✓ La quantité d'armature transversales minimales est donnée par At=0.003.S.b
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - ❖ St =min (  $\frac{h}{4}$  , 12∅<sub>t</sub> ) ⇒⇒⇒ en zone nodale

$St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow$  en dehors de la zone nodale

$\emptyset_t$  : le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés

### VI.1. Ferrailage des poutres

#### VI.2.1) Poutre principale :

En travée :  $M_t = 75.607$ ,  $C = 2.5$ ,  $d = 32.5$ ,  $\gamma_b = 1.5 \Rightarrow$  cas courant,  $\gamma_b = 1.15 \Rightarrow$  cas accidentel

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{75.607 \times 10^3}{25 \times 32.5^2 \times 21.74} = 0.131 < \mu = 0.392 \quad , \quad \beta = 0.929$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot \delta_{st}} = \frac{75.607 \times 10^3}{0.919 \times 32.5 \times 400} = 6.260 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_{st} = 6.876 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12$$

En appuis :

$$M_u = 85.132$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{85.132}{25 \times 32.5^2 \times 21.74} = 0.148 < \mu = 0.392 \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \beta = 0.919$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot \delta_{st}} = \frac{85.132 \times 10^3}{0.919 \times 32.5 \times 400} = 7.125 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_{st} = 7.693 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}14$$

#### VI.2.2 Poutre secondaire :

En travée :

$$M_t = 43.643 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{43.643 \times 10^3}{25 \times 27.5^2 \times 21.74} = 0.106 < \mu = 0.392 \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \beta = 0.944$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot \delta_{st}} = \frac{43.643 \times 10^3}{25 \times 27.5 \times 21.74} = 4.202 \text{ cm}^2$$

❖ On adopte :

$$A_{st} = 4.615 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}14$$

En appuis :

$$M_a = -58.406 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b.d^2 \times f_{bu}} = \frac{43.643 \times 10^3}{25 \times 27.5 \times 21.74} = 0.142 < \mu = 0.392 \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \beta = 0.923$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{b.d^2 \times \delta_{st}} = \frac{58.406 \times 10^3}{0.923 \times 27.5 \times 400} = 5.752 \text{ cm}^2$$

En adopte :

$$A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78$$

### VI.2.3. Poutre de chaînage :

En travée :

$$M_a = -8.757 \text{ kn.m}$$

$$M_t = 5.188 \text{ kn.m}$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.188 \times 10^3}{25 \times 27.5 \times 21.74} = 0.012 < \mu = 0.392 \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \beta = 0.944$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{b.d^2 \times \delta_{st}} = \frac{5.188 \times 10^3}{0.944 \times 27.5 \times 400} = 0.474 \text{ cm}^2$$

Donc on va ferrailer avec le minimum de RPA

On adopte :

$$A_{st} = 3.89 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}12$$

En appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.757 \times 10^3}{25 \times 27.5 \times 21.74} = 0.021 < \mu = 0.392 \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{b.d^2 \times \delta_{st}} = \frac{8.757 \times 10^3}{0.989 \times 27.5 \times 400} = 0.804 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimum de RPA = (3.75 cm<sup>2</sup>)

On adopte :

$$A_{st} = 3.89 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}12$$

➤ Vérification a l'ELU :

a) Armature longitudinales (ART 7.5.2.1 RPA99/Modifié2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en tout section

		Ast	Amin	Obs
Poutre Principale	En travée	6.876	4.375	C.V
	Aux appuis	7.693		C.V
Poutre Secondaire	En travée	4.615	3.75	C.V
	Aux appuis	6.78		C.V
Poutre de chaînage	En travée	3.89	3.75	C.V
	Aux appuis	3.89		C.V

Tableau VI.1 : ferrillages d'armatures longitudinales

Toutes les sections sont vérifiées par rapport aux exigences de RPA

**b) Armature transversale (ART 7.5.2.2. RPA99/Modifié2003) :**

La quantité d'armature transversale minimales est donnée par :

$$At=0.003xSt.b$$

		Calcul de St(cm)		At	Ferrillage $cm^2$
Poutre Principale	z. nodale $St \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min (8.75 ; 14.4)	St=8cm	0.6	4HA8=2.01
	z. courante $St \leq \frac{h}{2}$	Min St≤17.5cm	St=15cm	1.125	
Poutre secondaire	z. nodale $St \leq \frac{h}{2}$	Min (7.5,14.4)	St=8cm	0.6	4HA8=2.01
	z. courante $St \leq \frac{h}{2}$	St≤15cm	St=15cm	1.125	
Poutre de chaînage	z. nodale $St \leq \frac{h}{2}$	Min (7.5,14.4)	St=8cm	0.6	4HA8=2.01
	z. courante $St \leq \frac{h}{2}$	St≤15cm	St=15cm	1.125	

Tableau VI.2 : ferrillages d'armatures transversales

**1) Vérification au cisaillement (ART 5.1.1 BAEL91/modifie99) :**

$$\tau u = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau} u \text{ avec } \bar{\tau} u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa) = \min(0.2 \frac{25}{1.5}, 5MPa) = \min(3.333MPa, 5MPa)$$

$$\bar{\tau} u = 3.333MPa.$$

Tu=effort tranchant MAX

	Effort tranchant (kn)	b (cm)	D (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	Obs
Poutre Principale	135.41	25	32.5	1.666	3.333	C.V
Poutre secondaire	47.42	25	27.5	0.689	3.333	C.V
Poutre de chainage	7.33	25	27.5	0.106	3.333	C.V

Tableau VI.3 : vérification au cisaillement

2) Influence de l'effort tranchant :

Influence sur le béton (ART A.5.1.313 BAEL91/modifié99) :

On doit vérifier la relation suivante :  $T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$

	Effort tranchant (kn)	b	d	Fc28	$\bar{\tau}_u$ (kn)	Obs
Poutre Principale	135.41	25	32.5	25	487.5	C.V
Poutre Secondaire	47.42	25	27.5	25	412.5	C.V
Poutre de chainage	7.33	25	27.5	25	412.5	C.V

Tableau VI.4 : influence de l'effort tranchant sur le béton

3) Influence sur les aciers (ART A .5.1.312 BAEL91/Modifié99)

$A_{st} \geq \frac{1.15}{f_e} (V_u - \frac{M_u}{0.9d})$ , avec :  $M_u$  en valeur algébrique

Si :  $(V_u - \frac{M_u}{0.9d}) < 0 \Rightarrow \Rightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire

- ✓ Poutre principale :  $T_u = \frac{M_u}{0.9d} = 135.41 - \frac{75.607}{0.9 \times 0.325} = -123.075 < 0$
- ✓ Poutre secondaire :  $T_u = \frac{M_u}{0.9d} = 47.42 - \frac{43.643}{0.9 \times 0.275} = -128.915 < 0$
- ✓ Poutre de chainage :  $T_u = \frac{M_u}{0.9d} = 7.33 - \frac{5.188}{0.9 \times 0.275} = -13.631 < 0$

Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires :

4) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (ART A.6.1.3 BAEL91/Modifié99) :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation suivante :  $\bar{\tau}_{se} \leq \tau_{se}$

Avec :  $\tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

$\Psi_s=1.5$  coefficient de scellement HA

$\sum UI$ = somme du périmètre utile des barres

	Effort tranchant (kn)	$\sum ui$ (cm)	d	$\tau_s$	$\tau_{se}$	Obs
Poutre Principale	135.41	20.724	32.5	2.233	3.15	C.V
Poutre Secondaire	47.42	13.188	27.5	1.452	3.15	C.V
Poutre de chainage	7.33	11.304	27.5	0.261	3.15	C.V

**Tableau VI.5 : Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres .**

**5) Ancrage de l'armature (ART A.6.1.22 BAEL91/Modifié99) :**

- ✓ Longueur de scellement :  $L_s = \frac{\phi x f_e}{4 x \tau_{se}}$  ; avec  $\tau_{se} = 0.6 x \Psi_s^2 x f_{t28}$   
 $= \tau_{se} = 0.6 x 1.5^2 x 2.1 = 2.835 \text{MPa}$
- ✓ Pour les  $\phi_{14} = L_a = \frac{1.4 x 400}{4 x 2.835} = 49.382 \text{cm}$
- ✓ Pour les  $\phi_{12} = L_a = \frac{1.2 x 400}{4 x 2.835} = 42.328 \text{cm}$
- ✓ Pour l'ancrage des barres rectiligne terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesure hors crochets est au moins gale a :  $0.4L_s$  pour les aciers HA.
- ✓ Pour le  $\phi_{14} = L_s = 17.752 \text{cm}$
- ✓ Pour le  $\phi_{12} = L_s = 16.931 \text{cm}$

**6) condition de non fragilité du béton de la section minimale (ART .4.2.1 BAEL99/Modifié99) :**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F  $A_{st} \geq A_{min}$

**Avec :**  $A_{min} \geq \frac{0.23 x b x d x f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 x f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$

		$A_{st}$	$A_{min}$	Obs
Poutre Principale	En travée	6.876	0.981	C.V
	Aux appuis	7.693	0.981	C.V
Poutre secondaire	En travée	4.615	0.830	C.V
	Aux appuis	6.78	0.830	C.V
Poutre de chainage	En travée	3.89	0.830	C.V
	Aux appuis	3.89	0.830	C.V

**Tableau VI.7 : vérification de la condition de non fragilité**

**7) Vérification a l'ELS :**

**a) Etat limite d'ouverture de la fissuration :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire

b) Etat limite de déformation (la flèche) (ART .B.6.5 BAEL91/Modifié99) :

La flèche sera retiré du logiciel (ETABS) elle sera vérifié dans les deux sens

✓ Poutre principale :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{cm} \\ F_{ETABS} = 0.0007547 \text{cm} \Rightarrow F_{ETABS} = 0.00075 \text{cm} < \bar{F} = 0.84 \text{cm} \end{array} \right.$$

✓ Poutre secondaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0.66 \text{cm} \\ F_{ETABS} = 0.0004243 \text{cm} \Rightarrow F_{ETABS} = 0.0004243 \text{cm} < \bar{F} = 0.66 \text{cm} \end{array} \right.$$

D'où la flèche est vérifiée

c) Vérification de la contrainte :

✓ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s x \beta x d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \bar{\sigma}_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$f_1 = \frac{100 x A_s}{b.d} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k_1 \\ \beta_1 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Tableau ELS}$$

8) Vérification de la contrainte dans le béton (ART A.4.5.2 BAEL 91/Modifié 99)

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \sigma_{bc} = 0.6 x f_c = 0.6 x 25 = 15 \text{MPa}$$

➤ Les résultats seront présentés dans le tableau ci-dessous :

➤ Poutre principale :

Poutre Principale	Moment A L'ELS	$\rho$	$\beta_1$	K1	Ast (cm)	d (cm)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	28.252	0.846	0.869	23.17	6.876	32.5	145.482	348	C.V	6.278	15	C.V
Aux appuis	-47.967	0.946	0.863	21.50	7.693	32.5	222.306	348	C.V	10.339	15	C.V

Tableau VI.8 : vérification des contraintes pour la poutre principale

➤ Poutre secondaire :

Poutre Principale	Moment A L'ELS	$\rho$	$\beta_1$	K1	Ast (cm)	d (cm)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	22.378	0.671	0.880	26.67	4.615	27.5	200.370	348	C.V	7.512	15	C.V
Aux appuis	-36.982	0.986	0.861	20.97	6.78	27.5	230.369	348	C.V	10.985	15	C.V

Tableau VI.9 : vérification des contraintes pour la poutre secondaire a L'ELS

➤ Poutre de chaînage :

Poutre Principale	Moment A L'ELS	$\rho$	$\beta_1$	K1	Ast (cm)	d (cm)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	3.509	0.565	0.888	29.64	3.89	27.5	36.939	348	C.V	1.246	15	C.V
Aux appuis	-3.347	0.565	0.888	29.64	3.89	27.5	35.233	348	C.V	1.188	15	C.V

Tableau VI.10 : vérification des contraintes pour les poutres de chaînage a l'ELS

VI.2. Poteaux

VI.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) dû à l'ensemble des charges verticales, et à des moments sismiques dans les deux directions des poteaux.

situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

TABLEAU VI.11 : Caractéristique mécaniques des matériaux

❖ Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

➤ Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- ✓ Combinaisons fondamentales : « 1er genre » (BAEL 91/Modifié 99 )

1,35G + 1,5Q..... (ELU)

G + Q..... (ELS)

✓ **Combinaisons accidentelles : « 2ème genre » (RPA 99/ Modifié2003)**

G+Q± E

0.8G±E.

#### VI.2.2. Recommandation de RPA :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ<sub>L</sub>** (zone II<sub>a</sub>).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm en zone II<sub>a</sub>**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement
- **Pourcentage total maximum :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement

➤ **Pourcentage total minimum :**

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0,8%** de la section du béton (**0,8% bh**)

Section	0,8% b h (cm <sup>2</sup> )	4% b h (cm <sup>2</sup> )	6% b h (cm <sup>2</sup> )
Poteaux 45x45	16,2	81	121,5
Poteaux 40x40	12,8	64	96
Poteaux 35x35	9,8	49	73,5

Tableau VI.12 : pourcentage minimal d'aciers dans le béton

#### VI.2.3. Ferrailage des poteaux :

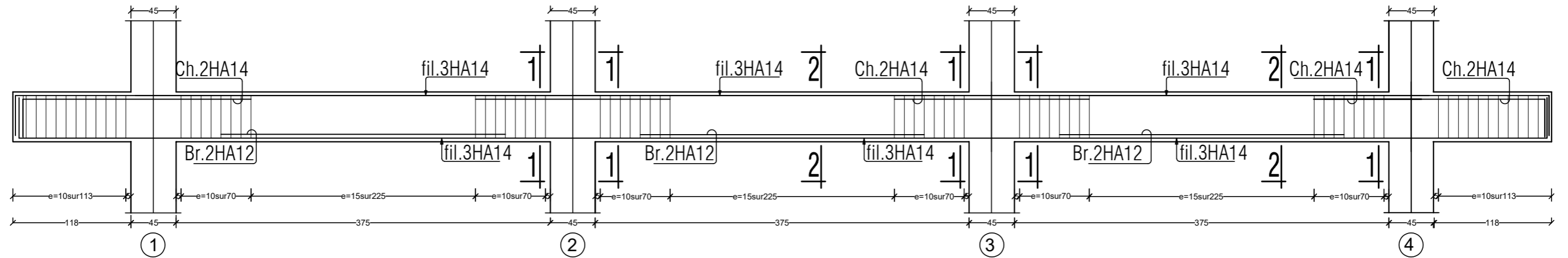
Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau pour chaque zone des zones suivantes :

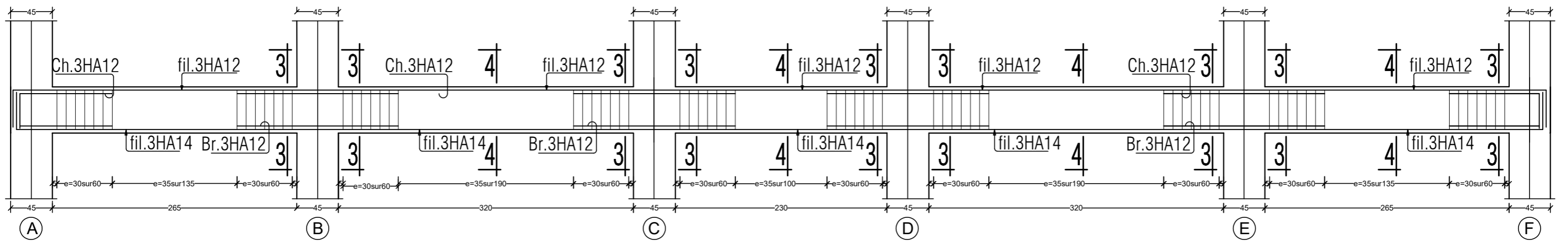
- ✓ **Zone 1** : RDC et premier étage (**poteau 45x45**)
- ✓ **Zone 2** : deuxième et troisième étage (**poteau 40x40**)
- ✓ **Zone 3** : quatrième et cinquième étage (**poteau 35x35**)

# POUTRES

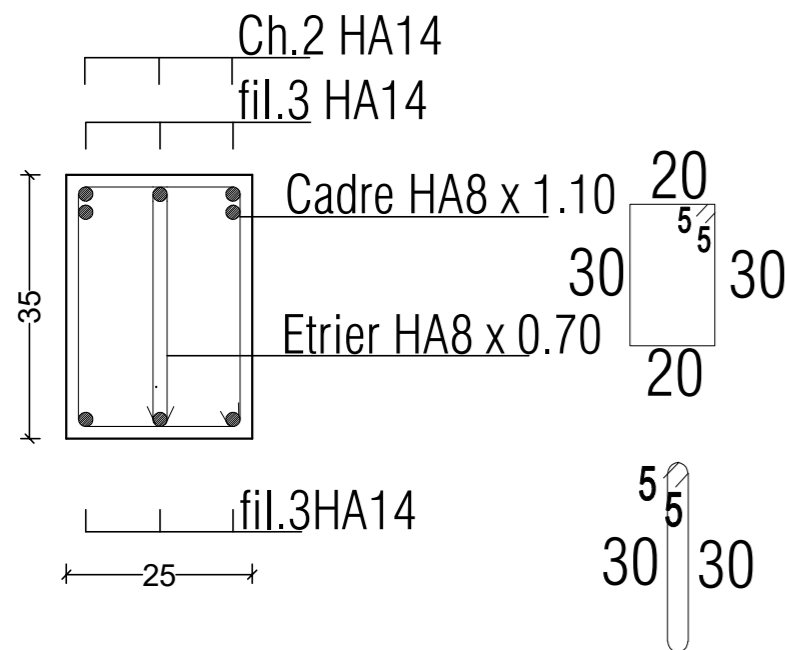
Poutre Porteuse: PP.: (25\*35); fil: \*A\*.\*B\*.\*C\*.\*D\*.\*E\*.\*F\*



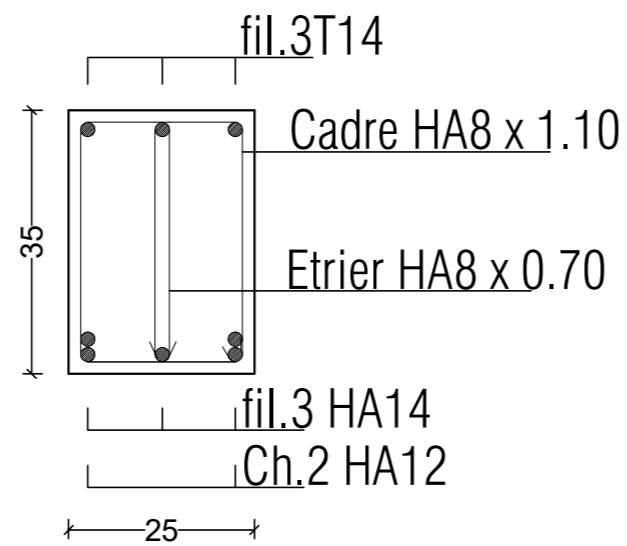
Poutre secondaire.: (25\*30); fil: \*1\*.\*2\*.\*3\*



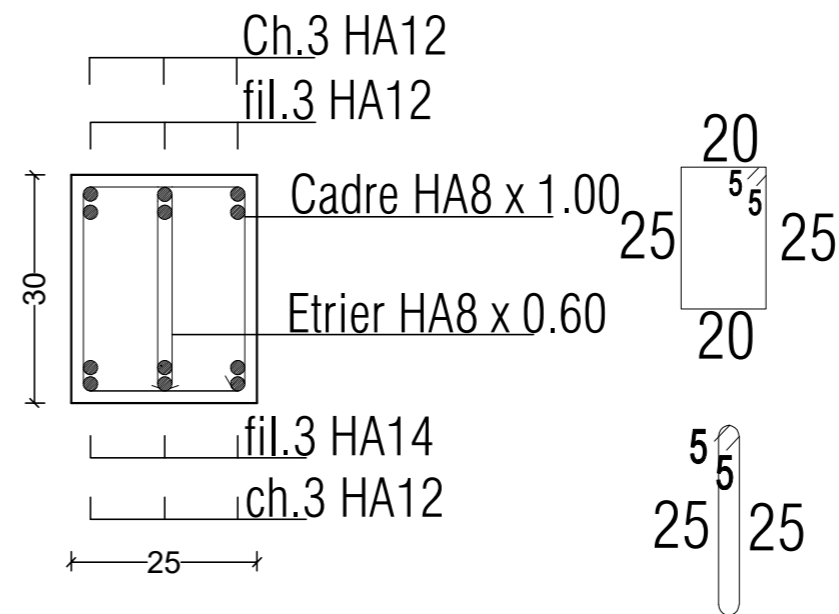
COUPE 1-1



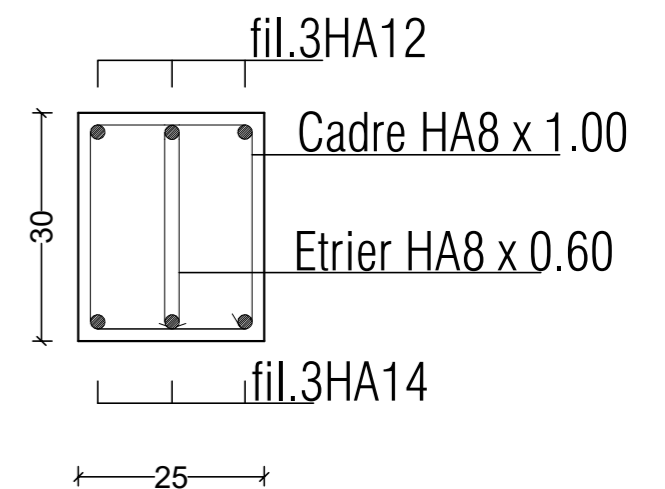
COUPE 2-2



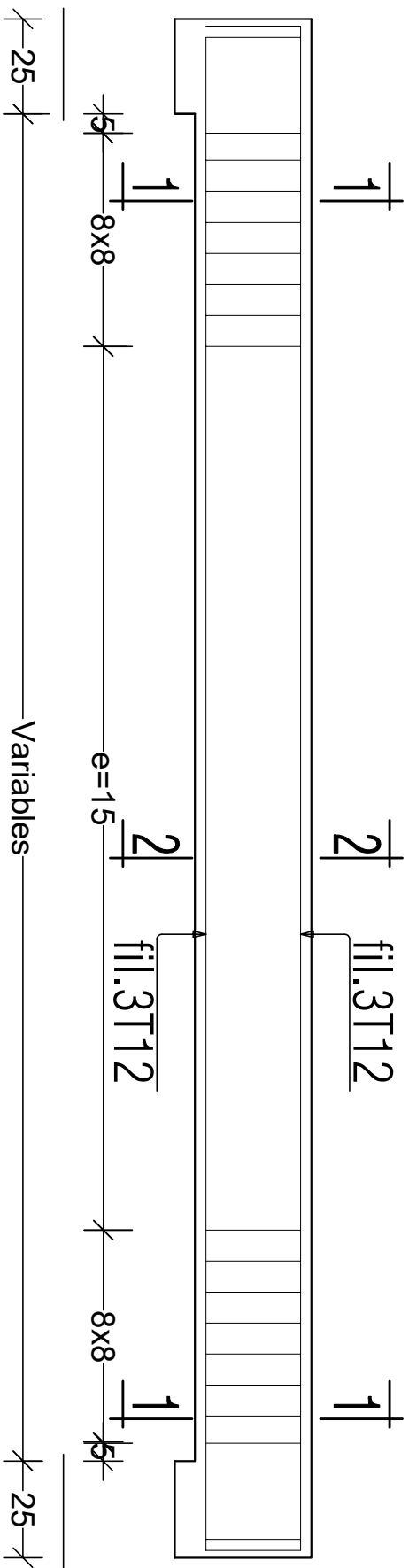
COUPE 3-3



COUPE 4-4

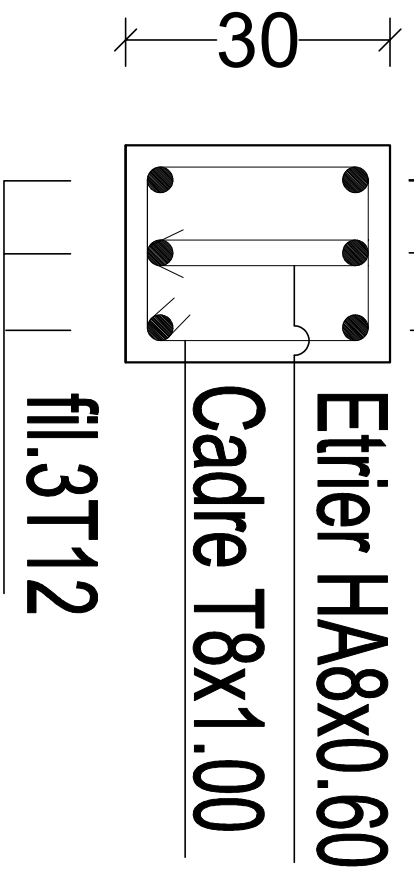


# FERRAILLAGE : POUTRE CHAINAGE (25X30)



## COUPE 1-1

fil.3T12



Etrier HA8x0.60

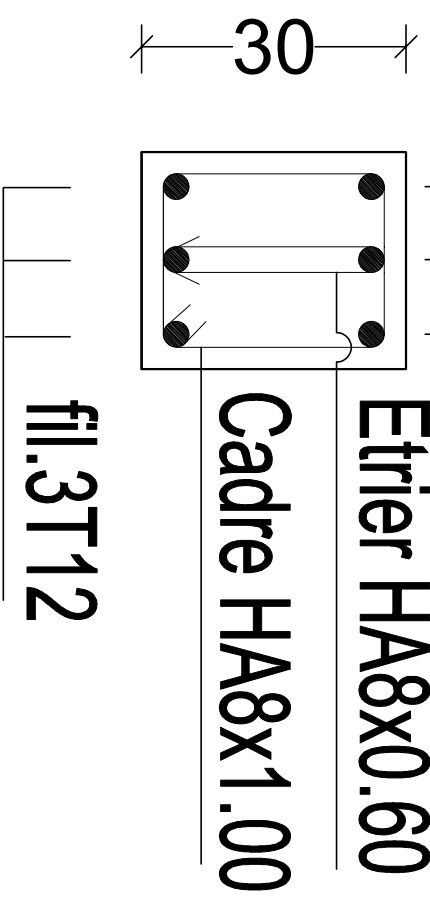
Cadre T8x1.00

fil.3T12

25

## COUPE 2-2

fil.3T12



Etrier HA8x0.60

Cadre HA8x1.00

fil.3T12

25

- Calcul des armatures à l'ELU :

Les étapes de calcul en flexion composée sont :

- Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \text{deux cas peuvent se présenter.}$$

➤ **Section partiellement comprimée : (S.P.C)**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} eu \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ Nu \cdot (d - c') - Mf \leq (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot fbc \end{array} \right.$$

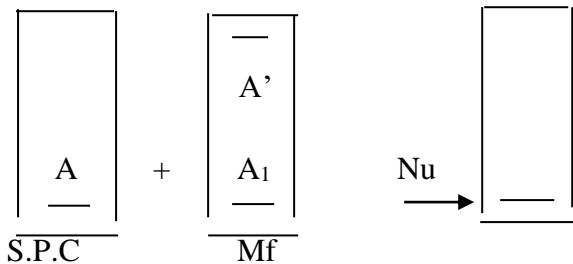


Figure VI.1. : Section d'un poteau SPC.

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$M_f$  : moment fictif

- Calcul des armatures

$$\mu = \frac{Mf}{b \cdot d^2 \cdot fbc}$$

Si :  $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ .....la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{Mf}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est  $A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma}$

Si :  $\mu \geq \mu_l = 0.392$ ..... Section est doublement armée.

Et on calcul:  $M_r = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma}$$

Avec:  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature :  $A_s' = A'$  ;  $A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma}$

➤ **Section entièrement comprimée : (S.E.C)**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} eu \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ Nu \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

1) Si  $(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c') b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{N - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma}$  ;  $A = 0$

Avec :  $\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_u}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$  ;  $f_{bc}$  en (MPa) M en (N.m)

✓ Si  $N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_b$

✓ Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{Mu - (d - 0.5h).b.h.fbc}{(d - c')\sigma_s}$  ;  $A_2 = \frac{N - b.h.fbc}{\sigma_s}$

$A_1$

❖ **Remarque :**

Si :  $e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera  $A = \frac{Nu - B.fbc}{\sigma_s}$

**Avec :**

B : aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier.

❖ Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **SOCOTEC** ».

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant sont celle adoptées pour chaque zone tendue:

Section	Combinaison	N	M	C	d	Obs	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	Choix armatures	A <sub>adoptée</sub>	A <sub>min</sub>
45*45	ELU	1316.02	-0,421	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00	<b>4HA20 +4HA16</b>	<b>20,59cm<sup>2</sup></b>	16,2
	0,8G+Ex	-521.31	11.522	0,02	0,43	SET	6,67	8,32			
	G+Q+Ex	267.01	59.078	0,02	0,43	SEC	0,00	0,36			
40*40	ELU	841.08	-1,283	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00	<b>4HA16 +4HA14</b>	<b>14,19cm<sup>2</sup></b>	12,8
	0,8G+Ey	-160.17	4.111	0,02	0,38	SET	1,96	2,64			
	G+Q+Ex	163.4	59.384	0,02	0,38	SEC	0,00	2,48			
35*35	ELU	-379.38	-1.991	0,02	0,33	SET	5.64	5.26	<b>4HA14 +4HA12</b>	<b>10,68cm<sup>2</sup></b>	9,8
	0,8G+Ex	-34.96	0,588	0,02	0,33	SET	0,45	0,56			
	G+Q+Ex	-41.57	46.807	0,02	0,33	SEC	0,00	4.94			

**Tableau VI-13 : Résultats de ferrailage des poteaux à ELU.**

## VI-1-5-Vérifications à l'ELU :

➤ Les armatures transversales :

1) Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3 BAEL91/modifié99).

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi 8$ .

$$\text{Soit } (A_t = 2,01 \text{ cm}^2).$$

2) Espacement des armatures transversales :

• Selon (Art A8.1.3 BAEL91/Modifié99)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\} S_t \\ \leq \min\{15 * 1,2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux

• Selon (Art 7.4.2.2 RPA99/Modifié2003)

En zone courante (pour zone IIa) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = \{15 * 1,2\} = 18\text{cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \text{ Soit } : S_t = 15\text{cm}.$$

En zone nodale (pour zone IIa) :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{\min}\} = \min\{15; 10 * 1,2\} = \min\{15 ; 12\} = 12\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

3) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si  $\lambda_g \geq 5$ ..... $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b_1$

Si  $\lambda_g \leq 3$ ..... $A_t^{\min} = 0,8 \% S_t \cdot b_1$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$ .....interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec  $b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.  $l_f = 0,7 l_0$

$a$  : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

<i>poteau</i>	<i>hauteur</i>	$L_f$	$\lambda_g$	$A_t^{min} = 0,3\% S_t.b_1$	$A_{adopte}$	<i>Observation</i>
45*45	3.06	2.142	4.76	2,005	2,01	condition vérifiée
40*40	3,06	2.142	5,355	1,8	2,01	condition vérifiée
35*35	3,06	2,142	6,12	1,575	2,01	condition vérifiée

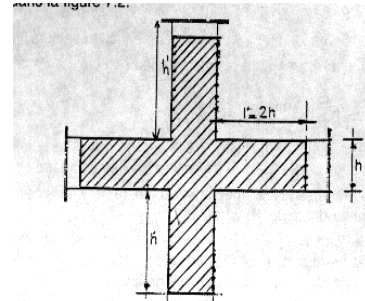
Tableau VI.14 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1 RPA99/Modifié2003})$$

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.



	<b>h</b>	<b>h'</b>
<b>Poteau (45*45)</b>	<b>3.06</b>	$h' = \text{Max} (\frac{306-30}{6}; 45; 45; 60) = 60\text{cm}$
<b>Poteau (40*40)</b>	<b>3,06</b>	$h' = \text{Max} (\frac{306-30}{6}; 40; 40; 60) = 60\text{cm}$
<b>Poteau (35*35)</b>	<b>3,06</b>	$h' = \text{Max} (\frac{306-30}{6}; 35; 35; 60) = 60\text{cm}$

Tableau VI.15 : Détermination de la zone nodale.

➤ **La longueur minimale des recouvrements est :**

$$\text{Pour la zone II}_a : L_r = 40\Phi$$

<b>Ø20</b>	<b>Ø16</b>	<b>Ø14</b>	<b>Ø12</b>
$L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$	$L_r = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$	$L_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$	$L_r = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 RPA99/Modifié2003) :**

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

On doit vérifier :  $\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :  $\lambda_g \geq 5$        $\rho_b = \longrightarrow 0,075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{MPa.}$

poteau	h <sub>e</sub>	b=h	$\lambda_g \geq 5$	d	T <sub>u</sub>	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_{bu}$
45*45	3,06	0,45	4,76	0,425	36.14	0.188	1,875
40*40	3,06	0,40	5,355	0,375	39.96	0,266	1,875
35*35	3,06	0,35	6,12	0,325	33.46	0,298	1,875

Tableau VI.16 : Vérification des contraintes tangentielles.

**VI-6 -Vérifications à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa.}$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$

poteaux	N (KN)	M(KN.m)	$\sigma_{b\epsilon}$	$\sigma_{s\epsilon}$	$\sigma_{bi}$	$\sigma_{si}$	OBS
			Mpa	MPa	MPa	MPa	
45*45	N <sub>min</sub> =196.32	M <sub>cor</sub> =-3.051	0.71	10.9	1.02	15.1	CV
	N <sub>max</sub> = 935.36	M <sub>cor</sub> =-0.092	4.11	61.7	4.12	61.8	CV
	N <sub>cor</sub> =252.07	M <sub>max</sub> =12.835	1.76	25.5	0.46	7.78	CV
40*40	N <sub>min</sub> =93.32	M <sub>cor</sub> =-4.776	0.16	2.82	0.69	9.95	CV
	N <sub>max</sub> = 598.88	M <sub>cor</sub> =-0.908	2.68	40.3	2.78	41.7	CV
	N <sub>cor</sub> =320.71	M <sub>max</sub> =14.718	2.27	32.9	0.66	11	CV
35*35	N <sub>min</sub> =17.44	M <sub>cor</sub> =-7.092	0	-24	0.75	9.68	CV
	N <sub>max</sub> = 272.07	M <sub>cor</sub> =-1.408	1.18	17.9	1.35	20.1	CV
	N <sub>cor</sub> =73.41	M <sub>max</sub> =17.882	1.85	24.8	0	-35.8	CV

Tableau VI.17. : Vérification des contraintes a ELS.

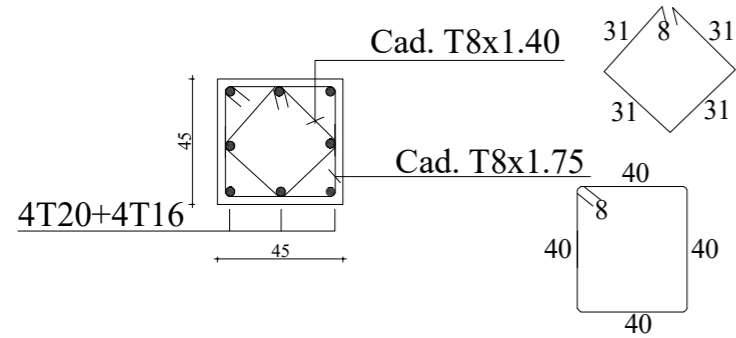
**Conclusion :**

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

# POTEAUX

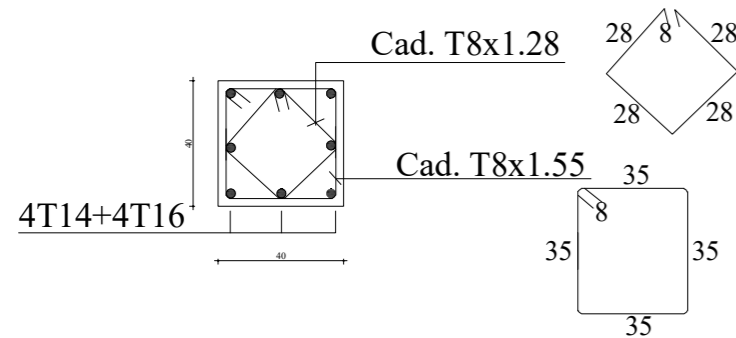
COUPE 1-1

1--1



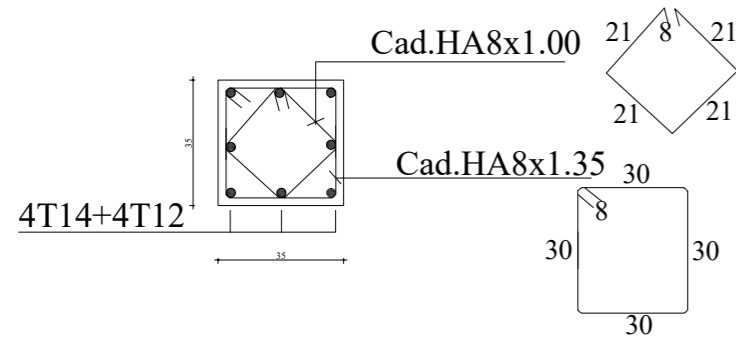
COUPE 2-2

2--2

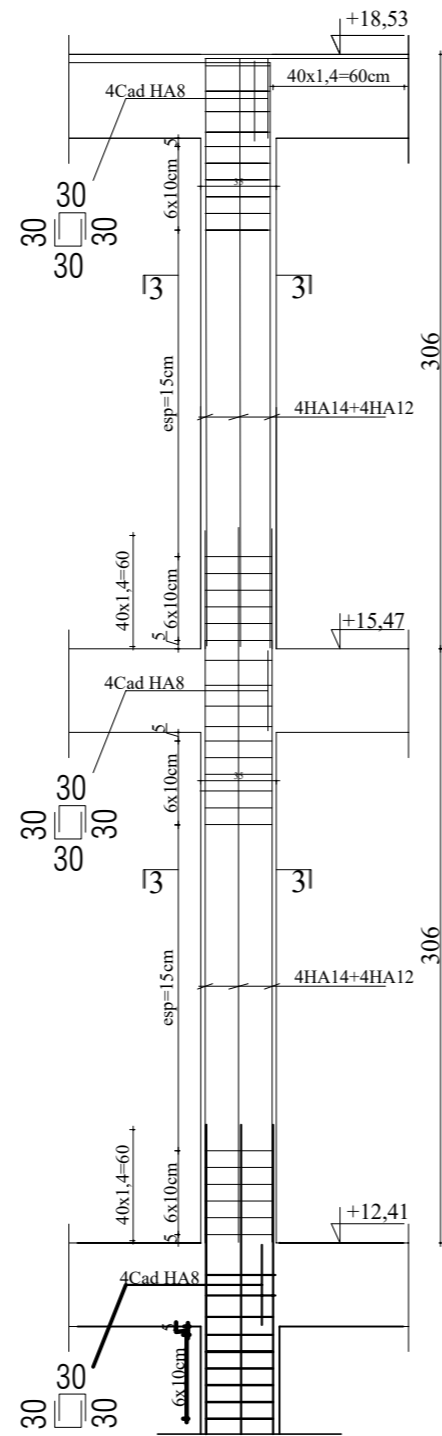


COUPE 3-3

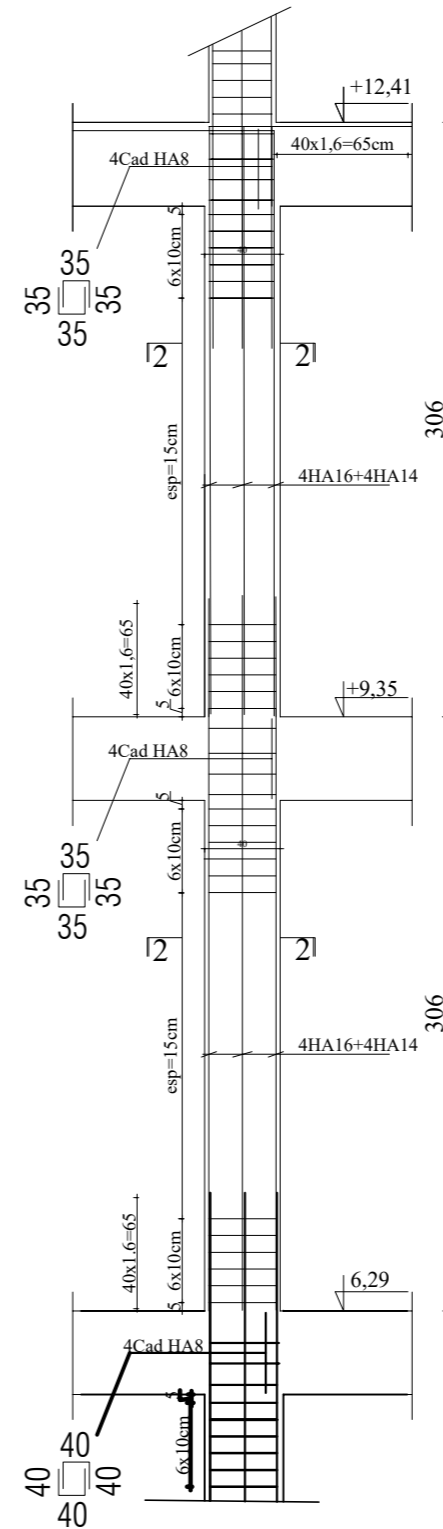
3--3



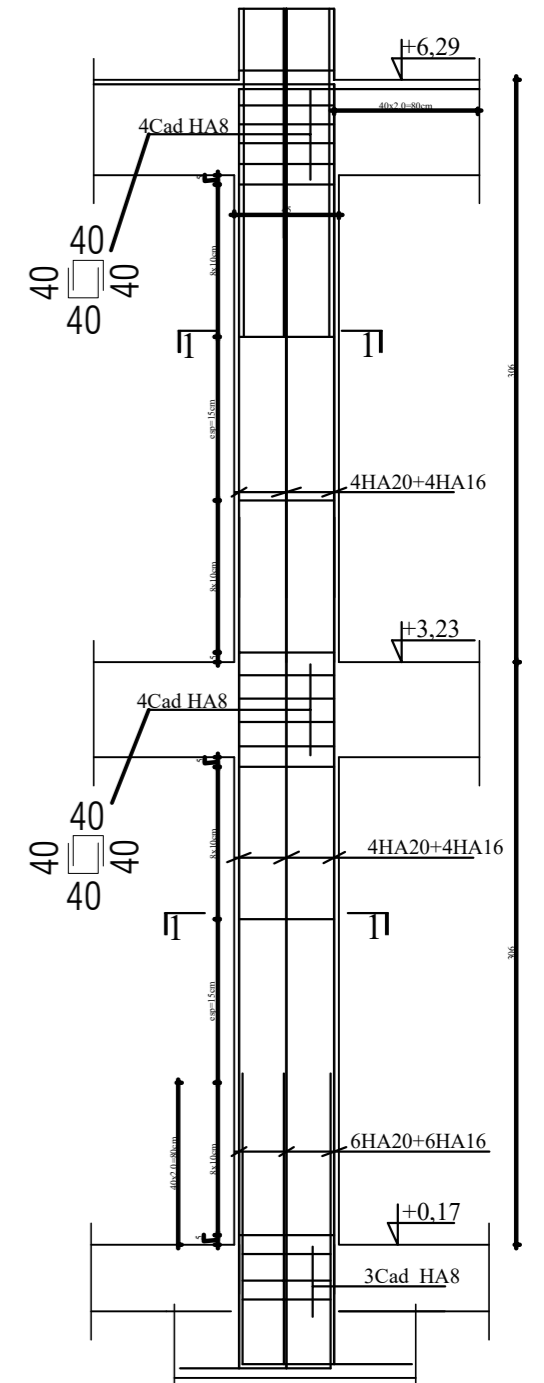
POTEAU 35\*35



POTEAU 40\*40



POTEAU 45\*45



### VI.3. Ferrailage des voiles :

#### ❖ Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

Pour faire face a ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales
- ✓ Armatures horizontales
- ✓ Armatures transversales

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre bâtiment en trois zones :

- **Zone1** : RDC et 1<sup>er</sup> étage.
- **Zone2** : 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage.
- **Zone3** : 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage.

#### VI.3.1.) Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sismique et celles dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL91 modifié 99  $\Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$
- Selon le RPA99 modifié 2003  $\Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

#### 5.3.2) Exposé de la méthode de calcul :

Elle consiste a déterminer le diagrammes des contrainte pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \dots \dots \dots \text{(ART 7.7.4 RPA99/Modifié2003)}$$

Avec :

- **he** : la hauteur entre nus de planchers du voile considéré
- **Lc** : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{comp}}{\sigma_{tra} + \sigma_{comp}} \times L$$

- **L** : la longueur du voile
- **Lt** : la longueur de la zone tendue

$$L_t = L - L_c$$

- Section entièrement comprimée (S.E.C)
- Section entièrement tenue (S.E.T)
- Section partiellement comprimée (S.P.C)

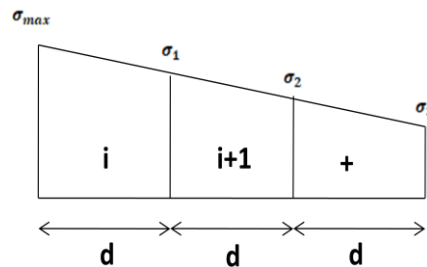
✓ **Remarque :**

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique. Les efforts normaux dans différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

**VI.3.2. Détermination des armatures :**

**a) Armatures verticales**

➤ **1<sup>er</sup> cas : section entièrement comprimée :**



**Figure VI.2. : Diagramme d'une section entièrement comprimée (SEC).**

$$N_i = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} d.e$$

$$N_{i+1} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} d.e$$

**e :** épaisseur du voile.

**La section d'armature est calculée comme suit :**

✓ **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot x \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

**Avec :**

**B :** section du voile

**$\sigma_s$  :** Contrainte dans l'acier

**$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$**

**$f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$**

❖ **Armature minimales : (BAEL91/Modifié99)**

$A_{min} \geq 4\text{cm} / \text{ml} \dots\dots\dots$  (ART A.8.21 BAEL91/modifié99)

$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \dots\dots\dots$  (ART A.8.21 BAEL91/modifié99)

➤ 2eme cas : section entièrement tendue (SET)

$$N_i = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_i)}{2} d e$$

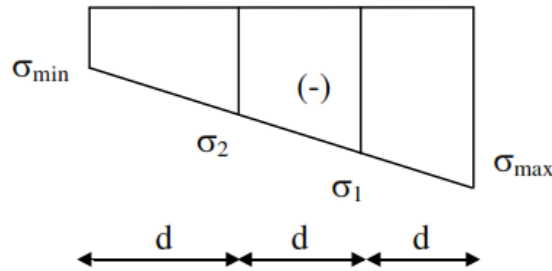


Figure VI.3. : diagramme d'une section entièrement tendue (SET) .

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = 348\text{Mpa}$$

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} . d . e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} . d . e$$

❖ Armatures verticales :

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = 348\text{Mpa}$$

➤ 3<sup>er</sup> cas : section partiellement comprimée ( SPC ) :

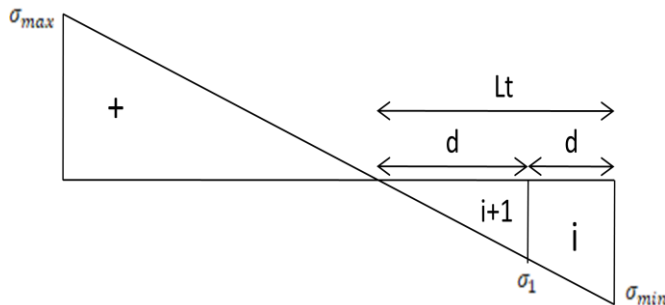


Figure VI.4. : Diagramme d'une section partiellement comprimée (SPC).

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} . d . e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec } \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

❖ **Armature minimales :**

$$A_{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{0.23 B \cdot f_c 28}{f_e} \mid 0.005 B \right\}$$

- Condition de non fragilité (ART A.4.2.1 BAEL91/modifié 99)
- Le % minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2% de la section horizontale du béton tendue (ART 7.7.4.1 RPA99/Modifié 2003)
- Exigences du RPA99 /Modifié 2003 :

Le % minimum d'armature verticale et horizontale des trumeaux est donné comme suit :

- 0.15% dans la section du voile
- 0.1% en zone courante

a) **Armatures horizontales :**

➤ D'après le RPA :(ART 7.7.4.2 RPA99 /Modifié2003)

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

❖ **Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (ART 7.7.4.3 RPA99 /Modifié2003)**

- $A_v$  et  $A_H > 0.15\%B$ .....globalement dans la section du voile
- $A_v$  et  $A_H > 0.15\%B$ .....en zone courante.

**Avec : B : section du béton.**

➤ D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4} \quad \text{Avec : } A_V : \text{section des armatures verticales.}$$

b) **Armature de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{VJ} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1.4 \cdot V_u \dots \dots \dots \text{ (Art-7-7-4-2 RPA99/Modifié2003)}$$

$V_u$  = l'effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer l'effort de traction dus aux moments de renversement.

c) **Armature transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article ( Art 7.7.4.3 RPA99/Modifié2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré de surface.

**d) Armature des potelés :**

Il faut prévoir a chaque extrémité du voile un potelé armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  (selon le RPA99 /Modifié2003) ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur a l'épaisseur du voile

**e) Disposition constructives :**

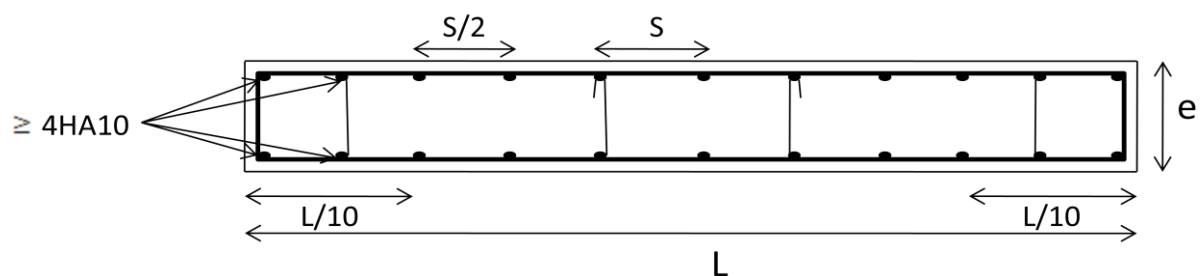
➤ **Espacement :(Art .7.7.4.3 RPA99/Modifié2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \text{Min} (1.5X e ; 30\text{cm}) \dots\dots\dots (\text{ART}7.7.4.3 \text{ RPA99/Modifié}2003)$$

**Avec : e : épaisseur du voile.**

A chaque extrémité du voile ; l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale a 15cm



**Figure VI.5. : Disposition des armatures verticales dans les voiles.**

➤ **Longueur de recouvrement :( Art-7-7-4-3 RPA99/Modifié2003)**

La longueur de recouvrement doit être égale a :

40∅ pour les barres situées dans les zones ou le recouvrement du signe des efforts est possible ;

✓ 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal :( Art 7-7-4-3 RPA99/Modifié2003)**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varnothing \leq 0.1a = 0.1 \times 150 = 15\text{mm.}$$

## ❖ Les vérifications :

## ➤ Vérification de la contrainte dans le béton a l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15xA} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

 $N_s$  = l'effort normal appliqué $B$  : section du béton $A$  : section des armatures adoptées (verticales) $\bar{\sigma}_b$  = contrainte admissible

## ➤ Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

## ✓ D'après (Art A5.1.21 BAEL91/modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

 $\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement  $\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma b}; 4MPa \right)$ 

## ✓ D'après (Art 7.7.2 RPA 99/Modifié2003) :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{bxd} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

 $V_u$  : l'Effort tranchant calculé au niveau considéré $b$  : Epaisseur du voile $d$  : hauteur utile (d=0.9h) $h$  : hauteur totale de la section brute.

## ➤ Ferrailage des voiles longitudinaux :

## ❖ voile VL (1, 2,3) (1,8m) :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.30	0.30	0.30
	hauteur etage (m)		3.06	3.06	3.06
	L (m)		1.80	1.80	1.80
	e (m)		0.15	0.15	0.15
	B (m <sup>2</sup> )		0.27	0.27	0.27
	He		3.060	3.060	3.060
	h		2.76	2.76	2.76
Sollicitation de calcul	T(kN)		215.840	177.760	110.570
	N <sub>ser</sub> (kN)		605.57	449.84	242.77
	Vu (kN)		302.176	248.864	154.798
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		8319.360	2834.020	2787.200
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		4989.390	1783.620	2829.300
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400.00	400.00	400.00
	Lt		1.13	1.10	0.89
	Lc		0.67	0.70	0.91
	d		0.75	0.74	0.60
	σ <sub>1</sub>		2773.120	944.673	929.067
	N <sub>1</sub>		624.06	208.72	165.98
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		15.60	5.22	4.15
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		8.31	6.84	4.26
	A'v1/bande		17.68	6.93	5.21
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		2.25	2.21	1.79
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		18.46	13.56	11.3
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*6HA14	2*6HA12	2*5HA12
	Stmax		22.5	22.5	22.5
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		4.62	4.05	4.05
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		4.71	4.71	4.71
	choix de la section		6HA10	6HA10	6HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ <sub>b</sub>	1.244	1.024	0.637
	3,26 Mpa	τ <sub>u</sub>	0.888	0.732	0.455
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ <sub>bc</sub>	2.034	1.549	0.846

Tableau VI.18. : Ferrailage des voiles longitudinaux voile VL (1,2,3) (1,8m) :

• voile VL (4 et 5) (1.2m) :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.30	0.30	0.30
	hauteur etage (m)		3.06	3.06	3.06
	L (m)		1.20	1.20	1.20
	e (m)		0.15	0.15	0.15
	B (m <sup>2</sup> )		0.18	0.18	0.18
	He		3.060	3.060	3.060
	h		2.76	2.76	2.76
Solicitation de calcul	T(kN)		129.180	90.720	61.720
	N <sub>ser</sub> (kN)		394.28	277.95	141.48
	Vu (kN)		180.852	127.008	86.408
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		8584.850	3004.340	2058.920
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		5351.410	692.960	1072.900
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400.00	400.00	400.00
	Lt		0.74	0.98	0.79
	Lc		0.46	0.22	0.41
	d		0.49	0.65	0.53
	σ <sub>1</sub>		2861.617	1001.447	686.307
	N <sub>1</sub>		423.07	195.30	108.29
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		10.58	4.88	2.71
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		4.97	3.49	2.38
	A'v1/bande		11.82	5.76	3.30
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		1.48	1.95	1.58
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		12.3	11.3	9.04
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*4HA14	2*5HA12	2*4HA12
	Stmax		22.5	22.5	22.5
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatu res horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		3.08	2.83	2.70
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		4.71	4.71	4.71
	choix de la section		6HA10	6HA10	6HA10
Arm ature s trans	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vésication des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ <sub>b</sub>	1.116	0.784	0.533
	3,26 Mpa	τ <sub>u</sub>	0.797	0.560	0.381
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ <sub>bc</sub>	1.987	1.411	0.731

Tableau VI.19. : Ferrailage des voiles longitudinaux voile VL (4 et 5) (1.2m)

f) Ferrailage des voiles transversaux :

•voile VT (1, 2,3 ,4) (3m) :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	H poutre(m)		0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)		3.06	3.06	3.06
	L (m)		3.00	3.00	3.00
	e (m)		0.15	0.15	0.15
	B (m <sup>2</sup> )		0.45	0.45	0.45
	He		3.060	3.060	3.060
	h		2.71	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T(kN)		303.890	244.920	155.170
	N <sub>ser</sub> (kN)		610.68	431.69	219.74
	Vu (kN)		425.446	342.888	217.238
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		5372.060	2528.610	1613.250
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		3231.240	1162.620	1122.590
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400.00	400.00	400.00
	Lt		1.87	2.06	1.77
	Lc		1.13	0.94	1.23
	d		1.25	1.36	1.18
	σ <sub>1</sub>		1790.687	861.404	537.750
	N <sub>1</sub>		670.88	344.51	190.26
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		16.77	8.61	4.76
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		11.70	9.43	5.97
	A'v1/bande		19.70	10.97	6.25
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		3.75	4.07	3.54
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		20.34	22.6	20.34
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*9HA12	2*10HA12	2*8HA12
	St max		22.5	22.5	22.5
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatu res horizont ales	AH /nappe (cm2)		6.75	6.75	6.75
	AH adopté (cm2)		7,91	7,91	7,91
	choix de la section		7HA12	7HA12	7HA12
Arma tures trans versa les	Espacement st(cm)		15	15	15
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vésication des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ <sub>b</sub>	1.050	0.847	0.536
	3,26 Mpa	τ <sub>u</sub>	0.750	0.605	0.383
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ <sub>bc</sub>	1.271	0.892	0.457

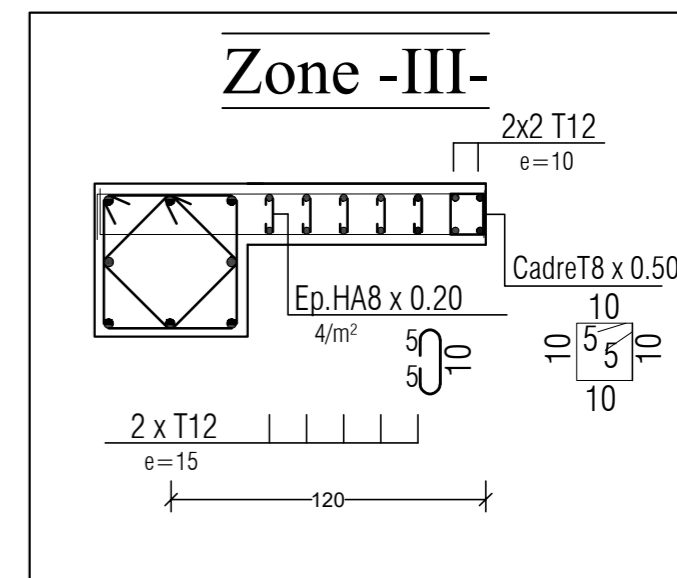
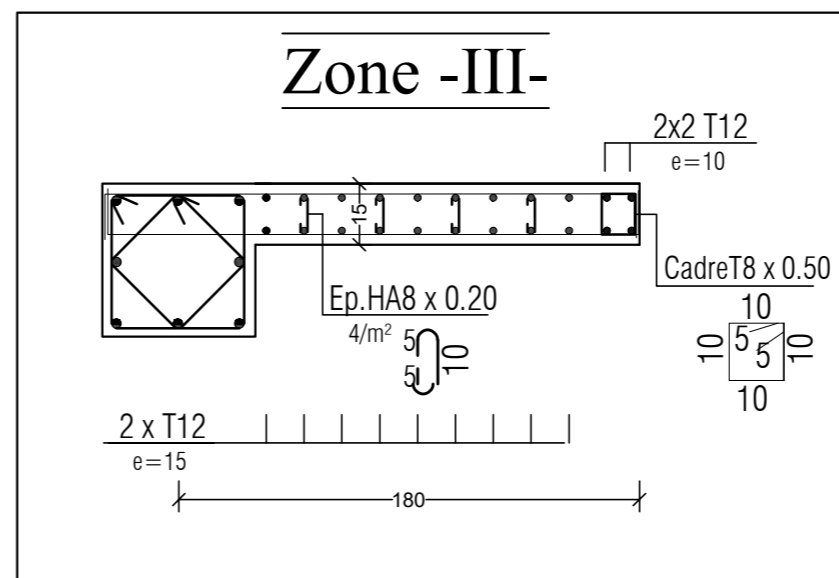
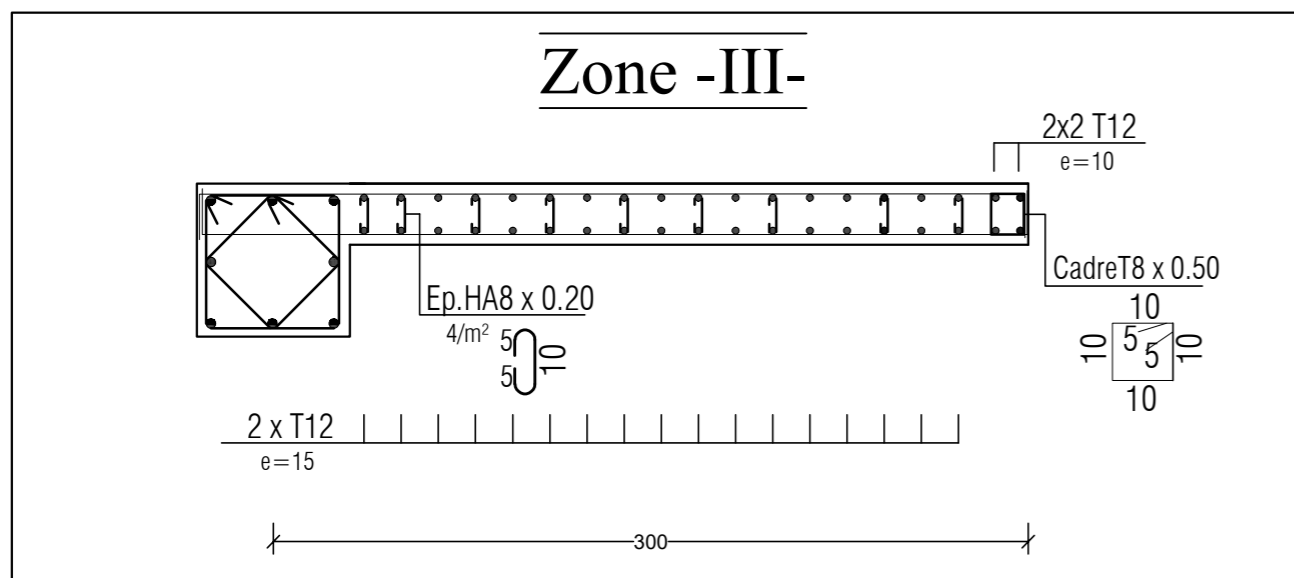
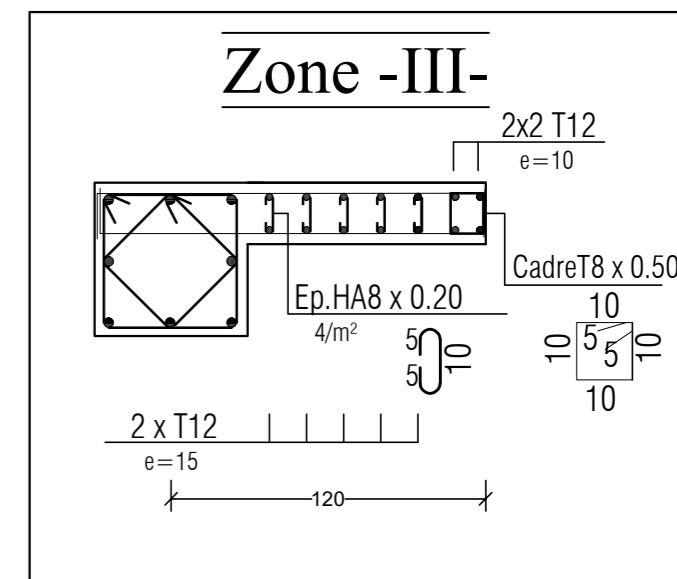
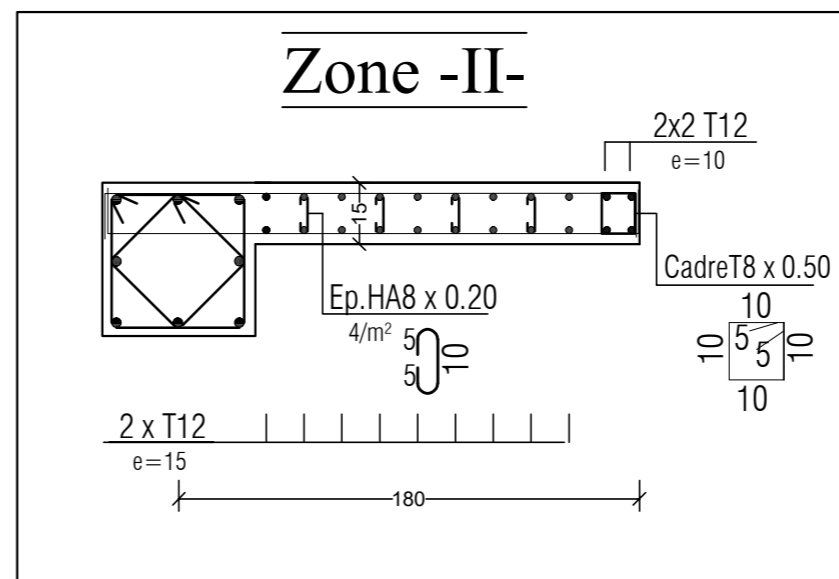
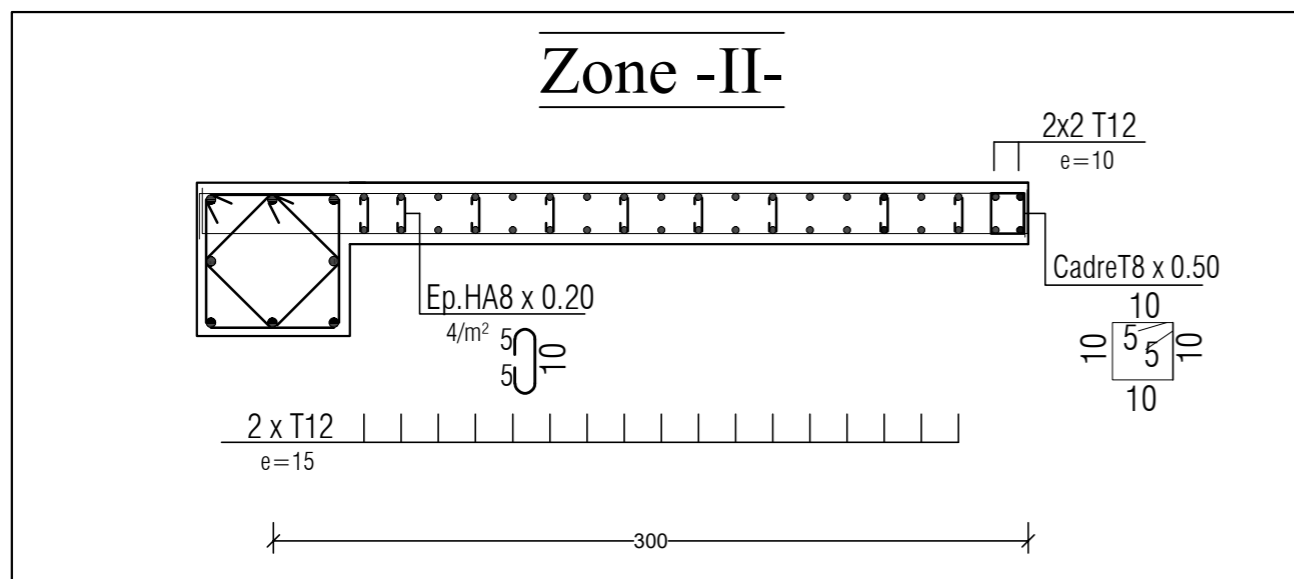
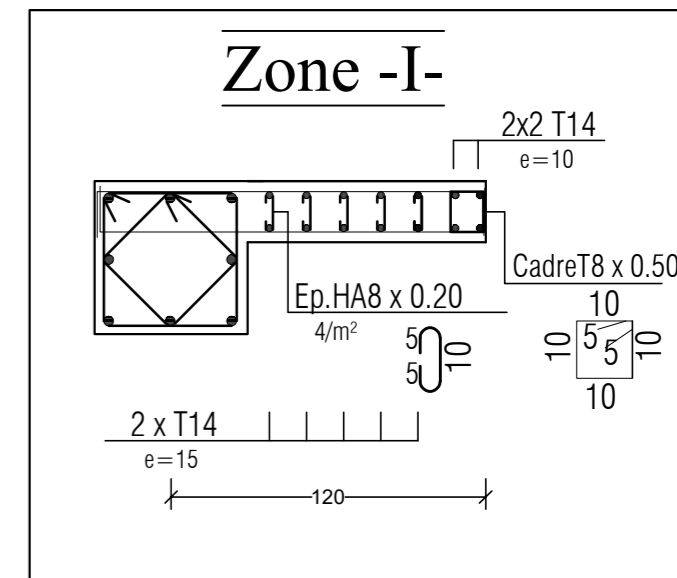
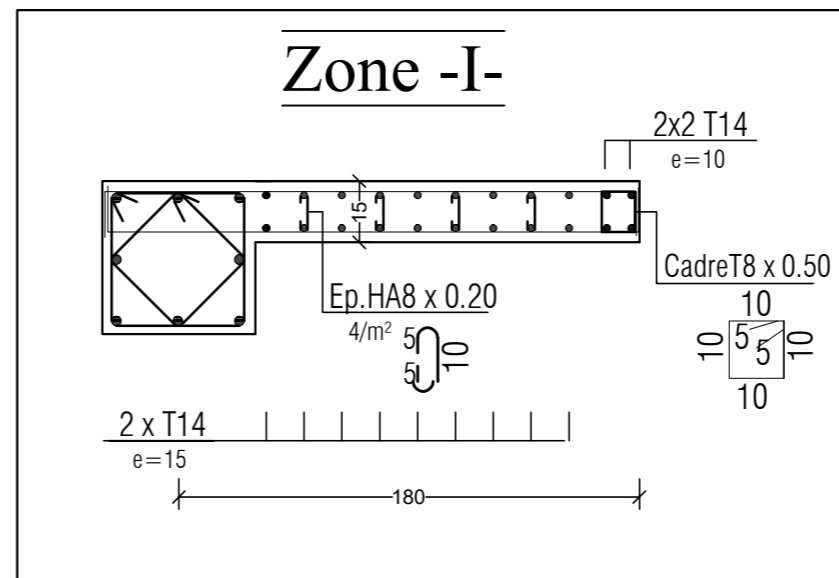
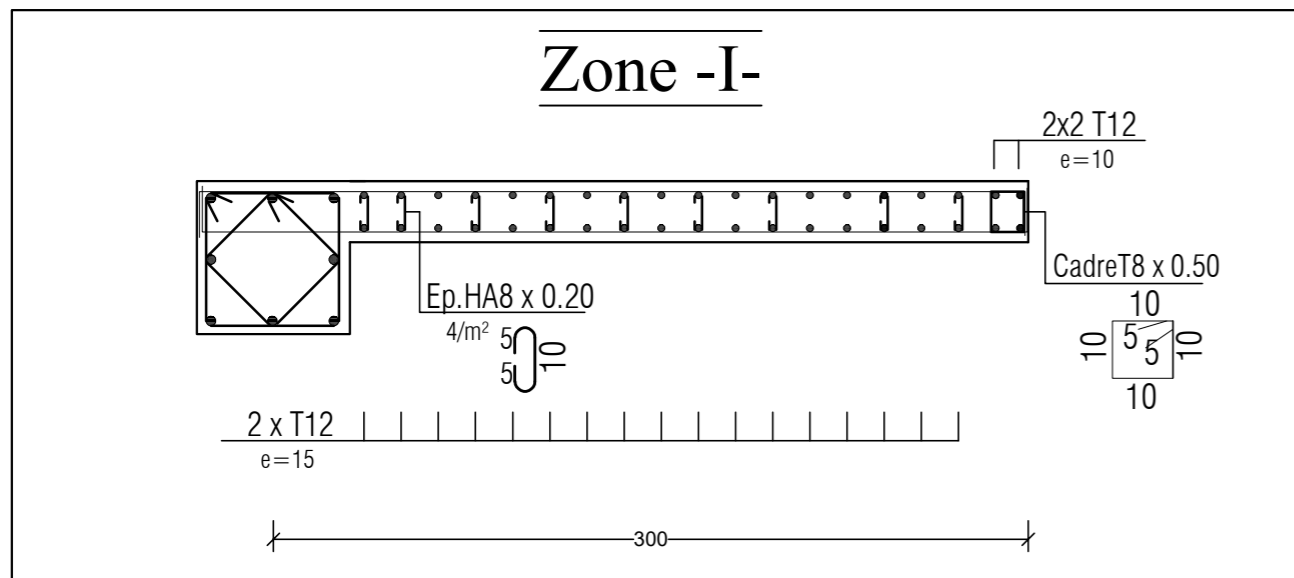
Tableau VI.20. : Ferrailage des voiles transversaux voile VT (1,2,3 ,4) (3m)

# FERRALLAGE DES VOILES

VT1=3,00m

VL1=1,80m

VL1=1,20m



# Chapitre VII

## Etude de l'infrastructure

### VII.1. Introduction :

Un ouvrage quelque soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur sol d'Assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quelque que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation. Et l'objectif de cette fondation est de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de l'ouvrage et ces efforts comprennent :

- Des efforts normaux : charges et surcharges verticales.
- Des forces horizontales : due à l'action sismique
- Moment s'exerçant dans les différents plans.

#### VII.1.1. Types de fondation :

##### ➤ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées dans des sols de grande capacité portante ; elles sont peu profondes (semelles isolées, semelles filante, radiers).

##### ➤ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols de faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur (pieux et puits).

#### VII.1.2. : Etude géométrique du sol :

Le choix du type de fondation est basé sur une étude bien précise du sol sur lequel la structure va être érigée afin de nous renseigner sur la capacité portante de ce dernier.

Dans notre cas on prend :

La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remonté des eaux.

#### VII.1.3. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ✓ Le type d'ouvrage à fonder (immeuble, mur de soutènement, pont, etc....) ;
- ✓ La nature du terrain (sa résistance) ;
- ✓ Le site ;

- ✓ Mise en œuvre des fondations ;
- ✓ Le coût des fondations.

Ce pendant le dimensionnement du massif de fondation est fonction :

- ✓ Des charges supportées par la structure ;
- ✓ De la nature du terrain (résistance) ;
- ✓ Du choix du type de fondation ;
- ✓ De la nature des matériaux employés
  - 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.1.4. Dimensionnement :

##### VII.1.4.1. 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 :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K=1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

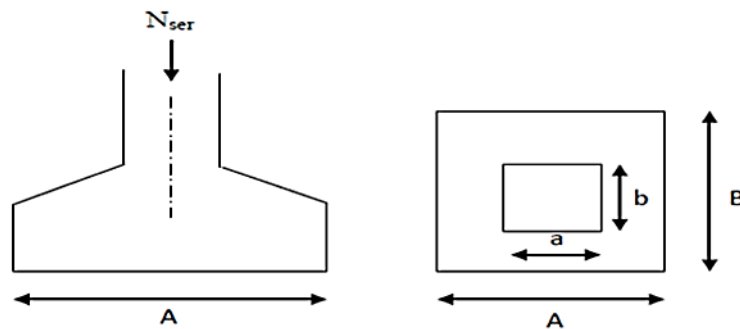


Figure VII-1 : Schéma de la semelle isolée

## ➤ Exemple :

$$N_{ser} = 935,36 \text{ KN} \quad , \quad \overline{\sigma_{sol}} = \frac{200 \text{ KN}}{\text{m}^2}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{935,36}{200}} \Rightarrow B = 2,162 \text{ m}$$

Soit : B= 2,5m

## ➤ Remarque :

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.

**VII.1.4.2. Semelles filantes :****VII.1.4.2.1. 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 du calcul sont récapitulés dans les tableau ci-dessous :

## ➤ Sous voiles :

Voiles	Ni (KN)	L (m)	B (m)	S <sub>1</sub> = B x L [m <sup>2</sup> ]
VL1	605.57	1.8	1.682	3.028
VL2	605.57	1.8	1.682	3.028
VL3	605.57	1.8	1.682	3.028
VL4	394.28	1.2	1.643	1.971
VL5	394.28	1.2	1.643	1.971
somme				13.026

**Tableau VII-1 : résultats des surfaces revenant aux voiles (sens longitudinal).**

Voiles	Ni (KN)	L (m)	B (m)	S <sub>i</sub> = B x L [m <sup>2</sup> ]
VT1	610.68	3	1.018	3.053
VT2	610.68	3	1.018	3.053
VT3	610.68	3	1.018	3.053
VT4	610.68	3	1.018	3.053
			somme	12.214

**Tableau VII-2 : résultats des surfaces revenant aux voiles (sens transversal).**

La surface des semelles filantes sous voiles est :

$$A_{sv} = S_{vi} + S_{vt} = 13.026 + 12.214 = 25.24 \text{ m}^2$$

#### VII.1.4.2.2 Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

##### a. Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contraintes 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. Étape 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 :

$$e < \frac{l}{6} \implies \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$e > \frac{l}{6} \implies \text{Répartition triangulaire}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{so1}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$$

Avec : **L** est la distance entre nus des poteaux

- Calcule d'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcule le moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcule la semelle comme une poutre continue doit résister aux efforts tranchants et moments fléchissant.
- Calcule la semelle dans le sens transversal.

Poteaux	N=G+Q [KN]	M[KN.m]	e <sub>i</sub>	N × e <sub>i</sub>
C13	560.18	4.759	-6.3	-3529.134
C14	464.73	10.654	-2.1	-975.933
C15	935.36	0.859	2.1	1964.256
C16	805.45	9.484	6.3	5074.335
Somme	2765.72	25.756	/	2533.524

Tableau VII-3: Résultats des efforts revenant aux poteaux

$$R = \sum N_i = 2765.72 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{2533.524 + 25.756}{2765.72} = 0.925 \text{ m}$$

$$e = 0.925m < \frac{l}{6} = \frac{12.95}{6} = 2.158 \text{ m}$$

Dans notre cas on aura une répartition trapézoïdale.

**C. Distribution par (ml) de la semelle :**

$$q_{max} = \frac{2765.72}{12.95} \left( 1 + \frac{6 \times 0.925}{12.95} \right) = 305.098 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{2765.72}{12.6} \left( 1 - \frac{6 \times 0.925}{12.6} \right) = 122.039 \text{ KN/ml}$$

$$q \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{2765.72}{12.95} \left( 1 + \frac{3 \times 0.925}{12.95} \right) = 259.333 \text{ KN/ml}$$

**d. Calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q \left( \frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}} = \frac{259.333}{200} = 1,296 \text{ m}$$

On opte pour **B = 1,5**

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est :

$$S_p = 1,5 \times 12.95 \times 6 = 116.55 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : **S<sub>v</sub> = 25.24 m<sup>2</sup>**

La surface totale des semelles filantes : **S<sub>s</sub> = S<sub>p</sub> + S<sub>v</sub> = 116.55 + 25.24 = 141.79 m<sup>2</sup>**

La surface totale du bâtiment est : **S<sub>bat</sub> = 12.95 × 16.25 = 210.437 m<sup>2</sup>**

Calcul du rapport :  $\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{141.79}{210.437} = 67.378 \%$ .

➤ **Remarque :**

La surface totale des semelles représente **67.378 %** de la surface du bâtiment.

➤ **Conclusion :**

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface d'assise du sol, pour cela nous opterons pour un radier général.

**VII.1.5. 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.

**VII.1.5.1. 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.1.5.2. 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 :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4,20 \text{ m}$$

$$\frac{420}{8} \leq h \leq \frac{420}{5}$$

$$52.5 \text{ cm} \leq h \leq 84 \text{ cm.}$$

**On prend : h = 80cm.**

**Sous poteaux :**

la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$+ h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{420}{20} = 21 \text{ cm}$$

On prend :  $h_d = 30 \text{ cm}$ .

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  avec :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$$

Soit :  $h_n = 50 \text{ cm}$ .

### 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**).

$B$  : largeur de la **bonde (B=1m)**.

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_c \cdot 28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$L_{max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4,20\right)^4 \left(\frac{3 \times 40}{10818,86}\right)} = 0.828 \text{ m} \Rightarrow \Rightarrow \text{Soit : } h_n = 100 \text{ cm.}$$

### ➤ Largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend  $b_n = 60\text{cm}$

✓ La section de la nervure :

$$S_n = b \times [(l_x \times n) + (l_y \times n)] = 0.6 \times [(16.25 \times 4) + (12.95 \times 6)] = 85.62 \text{ m}^2$$

**b. Dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_{dalle \text{ flottante}} \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{420}{50} = 8,4\text{cm} \leq h_{dalle \text{ flottante}} \leq \frac{420}{40} = 10,5\text{cm}$$

On opte pour une hauteur de la dalle flottante de  $h_{dalle \text{ flottante}} = 10\text{cm}$

➤ **Conclusion**

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : **h = 100 cm.**
- Largeur de la nervure : **b = 60 cm.**
- Hauteur de la dalle : **h = 30 cm.**
- Hauteur de la dalle flottante de  **$h_{dalle \text{ flottante}} = 10\text{cm}$**

**VII.1.5.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :**

**a. Détermination des efforts à la base :**

- Charge permanente **Gt = 12859.63 KN**
- Charge d'exploitation **Qt = 5932.32 KN**

**b. Combinaison d'actions**

- **A l'ELU :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = (1.35 \times 12859.63) + (1.5 \times 5932.32) = 26258.980 \text{ kn}$$

- **A l'ELS :**

$$N_s = G + Q$$

$$: N_s = 12859.63 + 5932.32 = 18791.95 \text{ KN}$$

**C. Détermination de la surface nécessaire du radier :**• **A l'ELU**

$$: S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{26258.980}{266} = \mathbf{98.717 m^2}$$

• **A l'ELS**

$$: S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{18791.95}{200} = \mathbf{70.646 m^2}$$

$$S_{bat} = \mathbf{210.437 m^2}$$

$$S_{rad} > \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = \max(98.717; 70.646)$$

$$S_{rad} = \mathbf{98.717 m^2}$$

➤ **Remarque:**

La surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc le débord est inutile, mais en revanche les règles BAEL, nous impose un débord qui sera calculer comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30cm\right) = \max(50; 30cm)$$

On ajoute au radier un débord de 50 cm dans les quatre sens.

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{débord}$$

$$S_{radier} = S_{bat} + (L_{débord}(L_x + L_y) \times 2) = 210.437 + (0.5 \times (12.95 + 16.25) \times 2) = \mathbf{239.637 m^2}$$

➤ **Charge permanente**➤ **Poids du radier :**

$$G_{rad} = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{TVO} + G_{dalle flottate}$$

➤ **Poids de la dalle :**

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_{dalle} \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = 239.637 \times 0.3 \times 25 = \mathbf{1797.277KN}$$

➤ **Poids de la nervure :**

$$P_{ner} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$$

$$P_{ner} = 0,6 \times (1 - 0,3) \times [(12,95 \times 6) + (16,25 \times 4)] \times 25$$

$$P_{ner} = 1498.35 \text{ KN}$$

➤ **Poids de T.V.O :**

$$P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

Avec :

$$S_{ner} = (b_n \times L_x \times n) + (b_n \times L_y \times n)$$

$$S_{ner} = (0,6 \times 16,25 \times 4) + (0,6 \times 12,95 \times 6) = 85,62 \text{ m}^2$$

$$S_{ner} = 85,62 \text{ m}^2$$

$$P_{T.V.O} = (239,637 - 85,62) \times (1 - 0,3) \times 17$$

$$P_{T.V.O} = 1832.802 \text{ KN}$$

➤ **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times 25$$

$$P_{df} = 239,637 \times 0,10 \times 25 \rightarrow \rightarrow \rightarrow P_{df} = 599.092 \text{ KN}$$

➤ **Poids total du radier :**

$$G_{rad} = 1797,277 + 1498,35 + 1832,802 + 599,092$$

$$G_{rad} = 5727.521 \text{ K}$$

➤ **Charges d'exploitation :**

✓ Surcharge du bâtiment :  $Q_{bat} = 5932.32 \text{ KN}$

✓ Surcharge du radier :  $Q_{rad} = 1,5 \times S_{rad} = 1,5 \times 239,637 = 359.455 \text{ KN}$

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 5727,521 + 12859,63$$

$$G_{tot} = 18587.151 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 5932,32 + 359,455$$

$$Q_{tot} = 6291.775 \text{ KN}$$

➤ **Combinaisons d'action :**

• **A l'ELU :**

$$1,35G_{tot} + 1,5Q_{tot} = 1,35(18587.151) + 1,5(6291.775) = 34530.316KN$$

$$N_u = 34530.316 \text{ KN}$$

• **A l'ELS:**

$$G + Q = 18587.151 + 6291.775 = 24878.926KN$$

$$N_s = 24878.926 \text{ KN}$$

**VII.1.5.4. 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 :**  $b=100[\text{cm}]$  ;  $d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ [cm]}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{34530.316 \times 1}{239.637} \times \frac{4,20}{2} = 302.597 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{302.597}{1 \times 0,27} = 1120.729 \text{ kn/m}^2 = 1.120 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ [KN]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b. Vérification de la stabilité du radier :**

➤ **Calcul du centre de gravité :**

$$X_G = \frac{L_X}{2} = \frac{16.25}{2} = 8.125 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{L_Y}{2} = \frac{12.95}{2} = 6.475 \text{ m.}$$

➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{XX} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{16.25 \times 12.95^3}{12} = 2940.907 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{b^3 \times h}{12} = \frac{16.25^3 \times 12.95}{12} = 4630.721 \text{ m}^4$$

$$M = M_0 + T_0 h$$

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure (valeur obtenu à partir du logiciel **ETABS**).

$T_0$ : Effort tranchant à la base de la structure (valeur obtenu à partir du logiciel **ETABS**).

$h$ : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

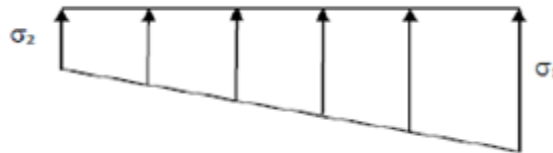


Figure VII-2 : Diagramme des contraintes dans sol

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 :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$N_u = 34530.316$  [KN ],  $N_s = 24878.926$  [KN]

✓ Sens longitudinal :

- ELU :

$$M = 14260.211 + (1091.47 \times 1) = \mathbf{15351.681}$$
 [KN. m]

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{XX}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M \times X_G}{I_{XX}} = \frac{34530.316}{239.637} + \frac{15351.681 \times 8.125}{2940.97}$$

$$\sigma_1 = \mathbf{186.506}$$
 [KN/m<sup>2</sup>]

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M \times X_G}{I_{XX}} = \frac{34530.316}{239.637} - \frac{15351.681 \times 8.125}{2940.97}$$

$$\sigma_2 = 101.682 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(186.506) + 101.682}{4} = 165.300 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 165.300 \left[ \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ [KN/m}^2\text{]} \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

- **ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{XX}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M \times X_G}{I_{XX}} = \frac{24878.926}{239.637} + \frac{15351.681 \times 8.125}{2940.97}$$

$$\sigma_1 = 146.231 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M \times X_G}{I_{XX}} = \frac{24878.926}{239.637} - \frac{15351.681 \times 8.125}{2940.97}$$

$$\sigma_2 = 61.407 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = \frac{3(146.231) + 61.407}{4} = 125.025 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 125.025 \text{ [KN/m}^2\text{]} \leq 200 \text{ [KN/m}^2\text{]} \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Sens transversal :**

- **ELU :**

$$M = 14779.98 + (1158.98 \times 1) = 15938.96 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{YY}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M \times Y_G}{I_{YY}} = \frac{34530.316}{239.637} + \frac{15938.96 \times 6.475}{4630.721}$$

$$\sigma_1 = 166.381 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M \times Y_G}{I_{YY}} = \frac{34530.316}{239.637} - \frac{15938.96 \times 6.475}{4630.721}$$

$$\sigma_2 = 121.807 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(166.381) + 121.807}{4} = 155.237 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 155.237 \text{ [KN/m}^2] \leq 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

- **ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{YY}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M \times Y_G}{I_{YY}} = \frac{24878.926}{239.637} + \frac{15938.96 \times 6.475}{4630.721}$$

$$\sigma_1 = 126.106 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M \times Y_G}{I_{YY}} = \frac{24878.926}{239.637} - \frac{15938.96 \times 6.475}{4630.721}$$

$$\sigma_2 = 81.532 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(126.106) + 81.532}{4} = 114.962 \text{ [KN/m}^2]$$

$$\sigma_m = 114.962 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Conclusion :**

Toutes les contraintes sont vérifiées.

**C. Vérification au poinçonnement : (Art A.5.24 BAEL91/modifié99) :**

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

**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 :**

$N_u = 1316.02 \text{ KN}$  (Valeur tiré à partir du logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.45 + 0.45 + (2 \times 1)) \times 2 = 5.8 \text{ m}$$

$$\frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 5.8 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4350 \text{ KN}$$

$N_u = 1316.02 \text{ KN} < 4350 \text{ KN} \rightarrow \rightarrow \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**e. Vérification pour les voiles :**

$N_u = 847.14 \text{ [KN]}$  (Valeur tiré à partir du logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.15 + 3 + (2 \times 1)) \times 2 = 10.3 \text{ m}$$

$$\frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 10.3 \times 25000}{1.5} = 7725 \text{ KN}$$

$N_u = 847.14 \text{ KN} < 7725 \text{ KN} \rightarrow \rightarrow \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**VII.1.5.5. Ferrailage du radier :**

Pour le calcul du ferrailage, 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  $\rho < 0,4$  le panneau travaille suivant la petite portée.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

$$M_{0y} = 0$$

**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 grande 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** :  $q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 165.3 - \frac{5727.521}{239.637} \times 1 = \mathbf{141.399 \text{ KN/ml}}$
- **ELS** :  $q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 125.025 - \frac{5727.521}{239.637} \times 1 = \mathbf{101.124 \text{ KN/ml}}$

Panneau de dimension :

$$L_x = \mathbf{3.3 \text{ m}}$$

$$L_y = \mathbf{4.20 \text{ m}}$$

$$\rho = \frac{3,3}{4,20} = \mathbf{0.78}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow \rightarrow \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux directions.

**b. Calcul des armatures à l'ELU :**

$$\rho = 0.78 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0587 \\ \mu_y = 0.559. \end{cases}$$

$$q_u = \mathbf{141.399 \text{ KN/m}^2}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0587 \times 141.399 \times 3.3^2 = \mathbf{90.388 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.559 \times 90.388 = \mathbf{50.526 \text{ KN.m}}$$

➤ **Sens XX :**

**Moment en travées :**  $M_{utx} = 0,75x M_{0x} = 0.75 \times 90.388 = \mathbf{67.791 \text{ KN.m}}$

**Moment aux appuis :**  $M_{uax} = 0,5 \times M_{0x} = 0.5 \times 90.388 = \mathbf{45.194 \text{ KN.m}}$

✓ **Ferraillage :**

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{67.791}{1 \times 0.27^2 \times 14.2 \times 10^3} = \mathbf{0,065} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,065 \rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{67.791 \times 10^2}{0.966 \times 27 \times 34,8} = \mathbf{7.47 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

On adopte :

**5HA14 = 7.693[cm<sup>2</sup>]** avec un espacement  $s_t = \mathbf{20[cm]}$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{45.194}{1 \times 0.27^2 \times 14.2 \times 10^3} = \mathbf{0,043} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,043 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{45.194 \times 10^2}{0.978 \times 27 \times 34,8} = \mathbf{4.92 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

On adopte :

**5HA12 = 5.652[cm<sup>2</sup>]** avec un espacement  $s_t = \mathbf{20 [cm]}$

• **Sens YY :**

**Moment en travées :**  $M_{uty} = 0,75 \times M_{0y} = 0.75 \times 50.526 = \mathbf{37.894 \text{ KN.m}}$

**Moment aux appuis :**  $M_{uay} = 0,5 \times M_{0y} = 0.5 \times 50.526 = \mathbf{25.263 \text{ KN.m}}$

**Ferraillage :**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37.894}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = \mathbf{0,036} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \mathbf{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{37.894 \times 10^2}{0,981 \times 27 \times 34,8} = \mathbf{4,11 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

On adopte :

**5HA12 = 5.652 [cm<sup>2</sup>]** Avec un espacement **s<sub>t</sub> = 25 [cm]**

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{uay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{25.263}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = \mathbf{0,024} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \mathbf{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25.263 \times 10^2}{0,988 \times 27 \times 34,8} = \mathbf{2,72 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

On adopte :

**5HA12 = 5.652 [cm<sup>2</sup>]** Avec un espacement **s<sub>t</sub> = 25 [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	67.791	0,065	SSA	0.966	7.47	5HA14	7.693	25
	Appuis	45.194	0,043	SSA	0.978	4.92	5HA12	5.652	25
$l_y$	Travée	37.894	0,036	SSA	0.981	4.11	5HA12	5.652	25
	Appuis	25.263	0,024	SSA	0.988	2.72	5HA12	5.652	25

**Tableau VII.4 : Ferraillage du radier**

**VII.1.5.6. 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 règlementaire ( $\rho_0 = 0,0008$  pour les HA FeE400).

$$A_{x\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,78}{2} = 2.664 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Sens  $l_y$  :

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \rightarrow A_y \geq bh\omega_0$$

$$A_{y\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On doit vérifier que  $A_{st(x \text{ et } y)} > A_{\min}$  :

Sens	Zone	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
x-x	travée	7.693	2.664	Condition vérifiée
	appuis	5.652		Condition vérifiée
y-y	travée	5.652	2.4	Condition vérifiée
	appuis	5.652		Condition vérifiée

Tableau VII.5. : Vérification de la condition de non fragilité.

**b. Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91/modifié99)**

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

➤ Armatures parallèles à  $L_x$  :

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{(3 \times 30); 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{90; 33 \text{ cm}\}$$

25[cm] ≤ 33 cm..... Condition vérifiée

➤ **Armatures parallèles à Ly :**

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ cm}\} \quad \rightarrow S_t \leq \min\{(4 \times 30); 45 \text{ cm}\} \quad \rightarrow S_t \leq \min\{120; 45 \text{ cm}\}$$

**25 [cm] ≤ 45 cm..... Condition vérifiée**

**VII.1.5.7. Vérification à l'ELS :**

$$\rho = 0,78 \begin{cases} \mu_x = 0.0652 \\ \mu_y = 0.683 \end{cases}$$

$$q_s = 101.124 \text{ KN/m}^2$$

**a. Les moments dans les deux sens :**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0652 \times 101.124 \times 3,3^2 = 71.800 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.683 \times 71.800 = 49.039 \text{ KN.m}$$

**b. Moment en travées :**

$$\text{Sens X-X : } M_{stx} = 0,75 \times 71.800 = 53.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_{sty} = 0,75 \times 49.039 = 36.779 \text{ KN.m}$$

**c. Moment aux appuis :**

$$\text{Sens X-X : } M_{sax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 71.800 = 35.9 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_{say} = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 49.039 = 24.519 \text{ KN.m}$$

**d. Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**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]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	Obs
$l_x$	Appuis	35.9	5.652	0.209	0.926	52.57	254.049		15	348	C.V
	Travée	53.85	7.693	0.284	0.915	43.82	283.338	4.833			
$l_y$	Appuis	24.519	5.652	0.209	0.926	52.57	173.510		3.301	C.V	
	Travée	36.779	5.652	0.209	0.926	52.57	260.269	4.951			C.V

Tableau VII.6.: vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

• Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, on adopte un même ferrailage pour tous les panneaux.

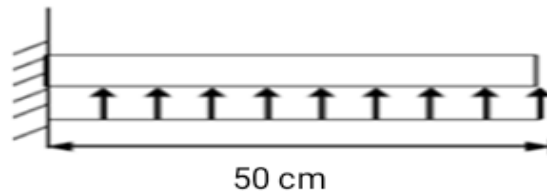


Figure VII.3 : Schéma statique du débord

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 bande de 1 mètre de largeur.

**a. Sollicitation du calcul :**

- A L'ELU :

$$q_u = 141.399 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{141.399 \times 0,5^2}{2} = 17.674 \text{ KN.m}$$

- A L'ELS :

$$q_s = 101.124 \text{ KN/m}^2$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{101.124 \times 0,5^2}{2} = 12.640 \text{ KN.m}$$

**b. Calcul des armatures :**

$$b = 1 \text{ m} ; d = 27 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17.674}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,017 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,017 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17.674 \times 10^2}{0,991 \times 27 \times 34,8} = 1.90 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$\frac{5\text{HA}12}{\text{ml}} = 5,652 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \text{ avec un espacement } s_t = 25 \text{ cm}$$

**c. Vérification à l'ELU :**

- ❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3.260 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,652 > A_{min} = 3.260 \text{ cm}^2 \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,652}{4} = 1,413 \rightarrow 5\text{HA}8 = 2,512 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement}$$

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

**d. Vérification à l'ELS :**

➤ **vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,652}{100 \times 27} = 0,209 \rightarrow \beta_1 = 0,926 \rightarrow K_1 = 52.57$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12.640 \times 10^6}{0,926 \times 270 \times 565.2} = 89.447 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{89.447}{52.57} = 1.701 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 89.447 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **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.1.5.8. 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.

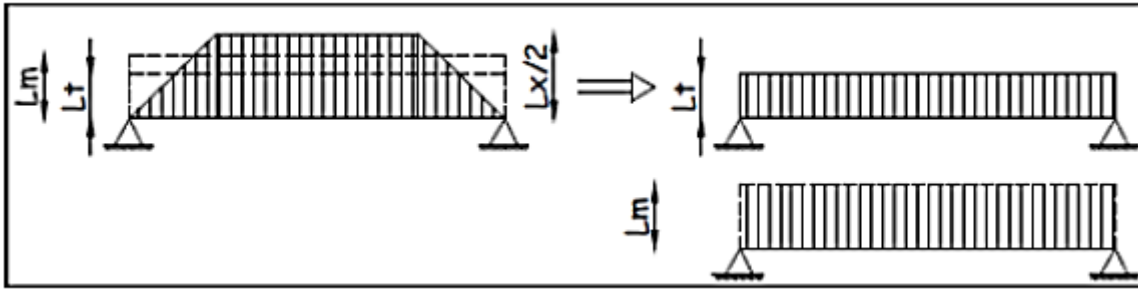


Figure VII.4 : Présentation des charges simplifiées

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 :**

$$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t$$

$$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t$$

**VI.1.5.8.1. Détermination des charges :**

• **A L'ELU :**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} \right) = \left( 141,399 - \frac{5727,52}{239,637} - \frac{1498,35}{85,62} \right) = 99,998 \text{ KN/m}^2$$

• **A L'ELS :**

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} \right) = \left( 101,124 - \frac{5727,52}{239,637} - \frac{1498,35}{85,62} \right) = 59,723 \text{ KN/m}$$

Travée	L	Panneaux	$\rho$	Type de chargement	Lm	Lt	qu	qs	qum	qus	$\Sigma qum$	$\Sigma qsm$	qut	$\Sigma qut$
1A-1B	3.1	SUP	0.738	trapézoïdal	1.268	1.127	99.998	59.723	126.850	75.760	253.700	151.520	112.776	225.553
2A-2B		INF	0.738	trapézoïdal	1.268	1.127	99.998	59.723	126.850	75.760			112.776	
1B-1C	3.3	SUP	0.785	trapézoïdal	1.310	1.140	99.998	59.723	131.043	78.264	262.086	156.529	114.066	228.133
2B-2C		INF	0.785	trapézoïdal	1.310	1.140	99.998	59.723	131.043	78.264			114.066	
1C-1D	3.1	SUP	0.738	trapézoïdal	1.268	1.127	99.998	59.723	126.850	75.760	253.700	151.520	112.776	225.553
2C-2D		INF	0.738	trapézoïdal	1.268	1.127	99.998	59.723	126.850	75.760			112.776	
1D-1 <sup>E</sup>	3.3	SUP	0.785	trapézoïdal	1.310	1.140	99.998	59.723	131.043	78.264	262.086	156.529	114.066	228.133
2D-2 <sup>E</sup>		INF	0.785	trapézoïdal	1.310	1.140	99.998	59.723	131.043	78.264			114.066	
1E-1F	3.1	SUP	0.738	trapézoïdal	1.268	1.127	99.998	59.723	126.850	75.760	253.700	151.520	112.776	225.553
2E-2F		INF	0.738	trapézoïdal	1.268	1.127	99.998	59.723	126.850	75.760			112.776	

Tableau VII.7 : Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens X-X.

travée	L	Panneaux	$\rho$	Type de chargement	Lm	Lt	qu	qs	qum	qus	$\Sigma qum$	$\Sigma qsm$	qut	$\Sigma qut$
1C-2C	4.2	gauche	0.738	trapézoïdal	1.718	1.527	99.998	59.723	171.861	102.642	338.644	202.252	152.794	297.970
1E-2E		droit	0.785	trapézoïdal	1.667	1.451	99.998	59.723	166.782	99.609			145.175	
2C-3C	4.2	gauche	0.7380	trapézoïdal	1.718	1.527	99.998	59.723	171.861	102.642	338.644	202.252	152.794	297.970
2E-3E		droit	0.785	trapézoïdal	1.667	1.451	99.998	59.723	166.782	99.609			145.175	
3C-4C	4.2	gauche	0.7380	trapézoïdal	1.718	1.527	99.998	59.723	171.861	102.642	338.644	202.252	152.794	297.970
3E-4 <sup>E</sup>		droit	0.785	trapézoïdal	1.667	1.451	99.998	59.723	166.782	99.609			145.175	

Tableau VII.8.: Détermination des charges à L'ELU à L'ELS suivant sens Y-Y .

1. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :(obtenu par le logiciel ETABS)

➤ Sens longitudinal :

✓ ELU

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

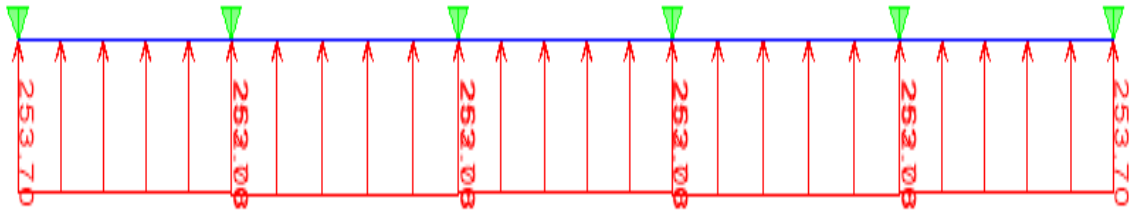


Figure.VII.5 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

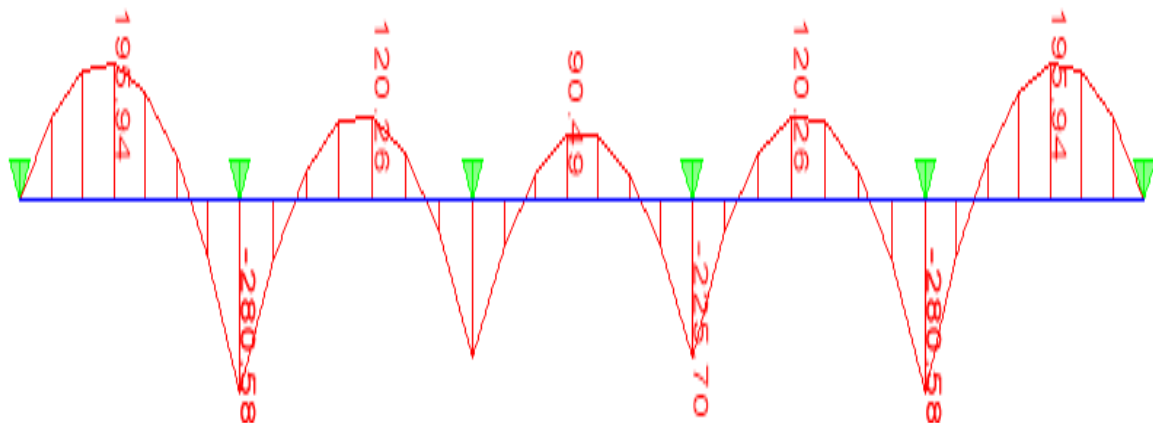


Figure VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

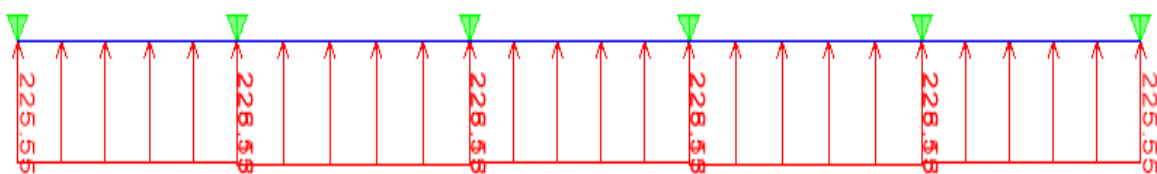


Figure VII.7: Schéma statique des efforts tranchants (sens longitudinal).

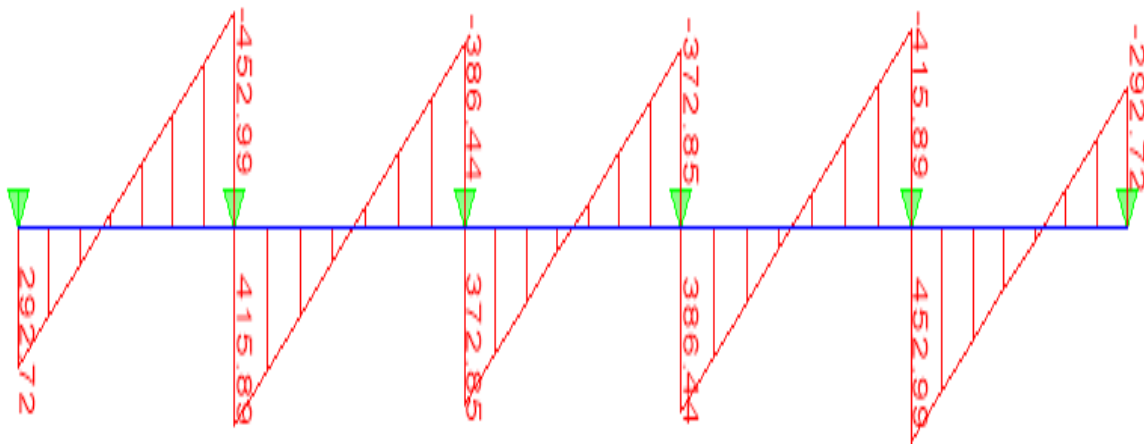


Figure VII.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

✓ ELS :

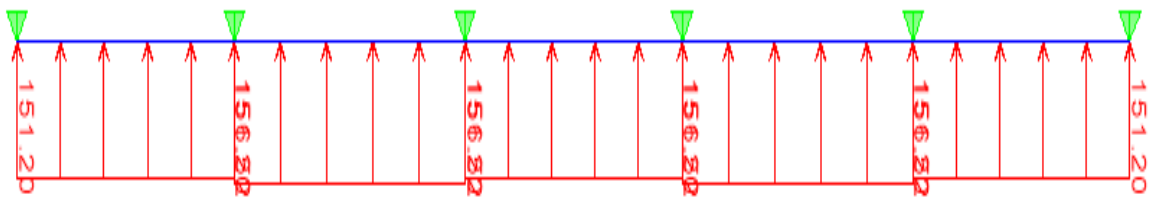


Figure.VII.9 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

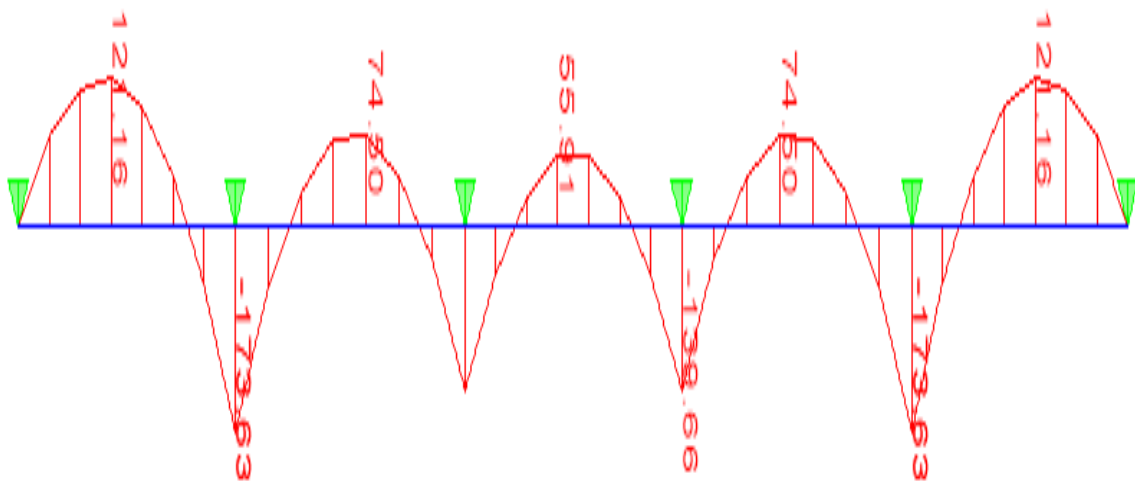


Figure VII.10 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.

- Sens transversal :
- ✓ ELU

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

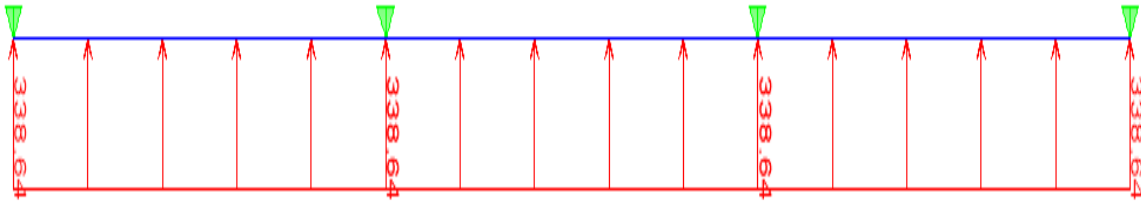


Figure VII. 11 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

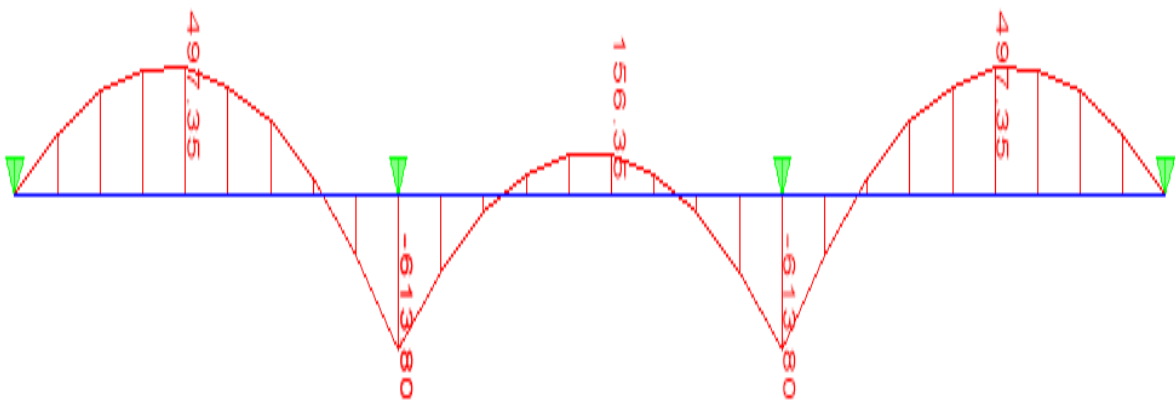


Figure VII.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

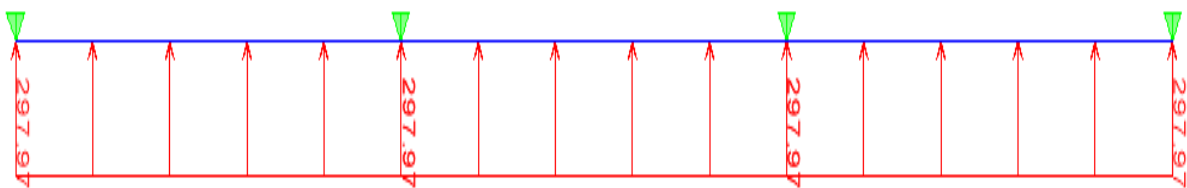


Figure VII.13 : Schéma statique des efforts tranchants (sens transversal).

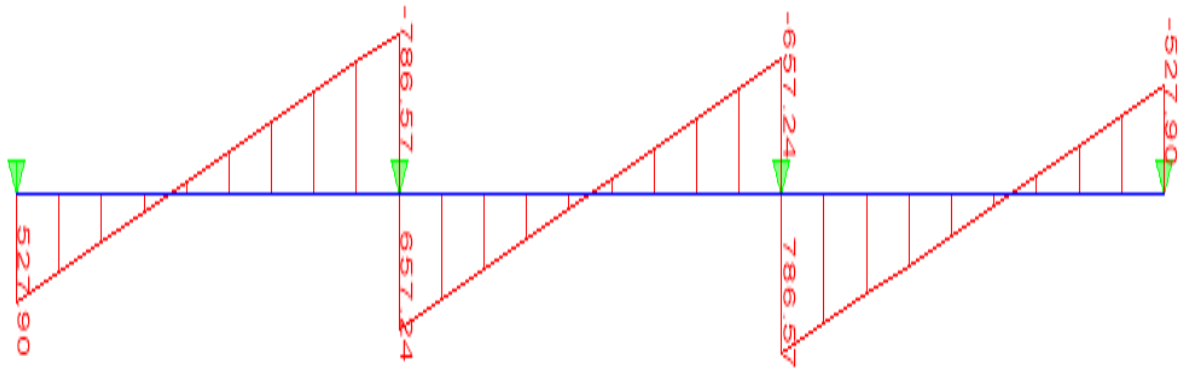


Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

✓ ELS

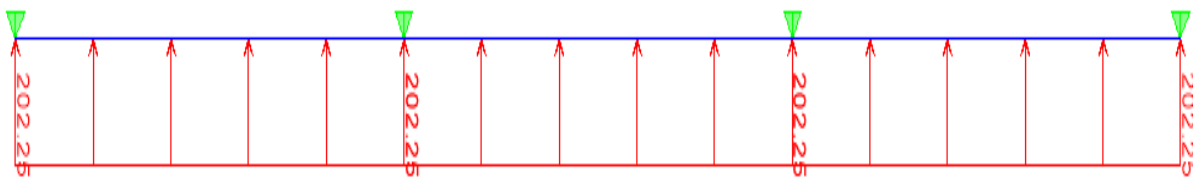


Figure VII.15 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

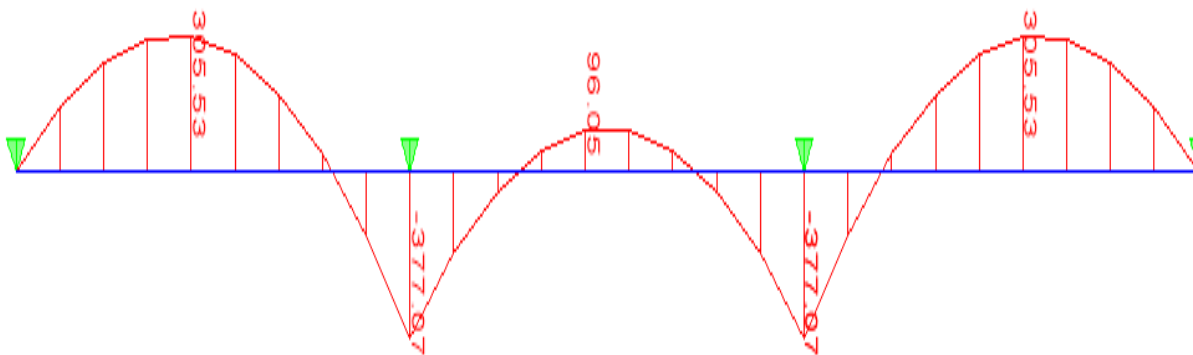


Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

**e. Ferrailage :**

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{\max}$ (KN.m)	280.58	173.63	613.80	377.07
$M_t^{\max}$ (KN.m)	195.94	121.16	497.35	305.53
$T_{\max}$ (KN)	452.99	/	786.57	/

Tableau VII-9 : Les efforts internes dans les nervures

**VII.1.5.8.2. Le ferrailage :**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 60 \text{ cm}$ ,  $h = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 97.5 \text{ cm}$ ,  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

**❖ Exemple de calcul :**

$M_{t_{\max}} = 195.94 \text{ [KN.m]}$  ;  $M_{a_{\max}} = 280.58 \text{ [KN.m]}$

**➤ Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{280.58 \times 10^6}{60 \times 97.5^2 \times 14,2} = 0.034 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,034 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{280.58 \times 10^6}{0,982 \times 975 \times 348 \times 100} = 8.42 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16=10.04 [cm]**

		M [KN.m]	$\mu$	$\beta$	$A_{\text{cal}}$ [cm <sup>2</sup> ]	choix	Espacement [cm]	$A_{\text{adop}}$ [cm <sup>2</sup> ]
Sens longitudinal	Appuis	280.58	0.034	0,982	8.42	5HA16	St=15cm	10.04
	Travée	195.94	0.024	0,988	5.85	5HA16	St=15cm	10.04
Sens transversal	Appuis	613.8	0.075	0,961	18.83	5HA20 (filantes) + 5HA12 (chapeaux)	St=15cm	21.35
	Travée	497.35	0.061	0,968	15.14	5HA20	St=15cm	15.70

Tableau VII-10. : Ferrailage des nervures à L'ELU

**VII.1.5.8.3. Vérification à l'ELU :****a. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 60 \times 97,5 \times 2,1}{400} = 7,06 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{\text{adopté}} = 10,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,06 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \rightarrow \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\text{adopté}} = 10,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,06 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \rightarrow \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\text{adopté}} = 21,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,06 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \rightarrow \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\text{adopté}} = 15,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,06 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \rightarrow \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b. Contrainte de cisaillement :**

$$T_{\text{umax}} = 786,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{786,57 \times 10^3}{600 \times 975} = 1,34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c. Armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 8 \text{ mm}$

On prend un 2 cadres et un étrier  $\phi = 8 \text{ mm} = 6\text{HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2$

**d. Espacement des armatures :****• 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 :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

- e. **Armatures transversales minimales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 2.7 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 6\text{HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 2.7 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée.**

#### VII.1.5.8.4. Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Sens	Zone	$M_U$ (KN.m)	$M_S$ (KN.m)	$\Gamma$	$\mu$	$\alpha$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$	OBS
X-X	APPUI	280.58	173.63	1.61	0.034	0.0441	0.555	C.V
	TRAVEEE	195.94	121.16	1.61	0.024	0.0306	0.555	C.V
Y-Y	APPUI	613.8	377.07	1.62	0.075	0.0986	0.56	C.V
	TRAVEE	497.35	305.53	1.62	0.061	0.0793	0.56	C.V

**Tableau VII-11. : 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.

#### ❖ Les armatures de peau (Art B.6.6.2 BAEL91/modifié99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur ; leurs section est au moins ( $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur directions. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

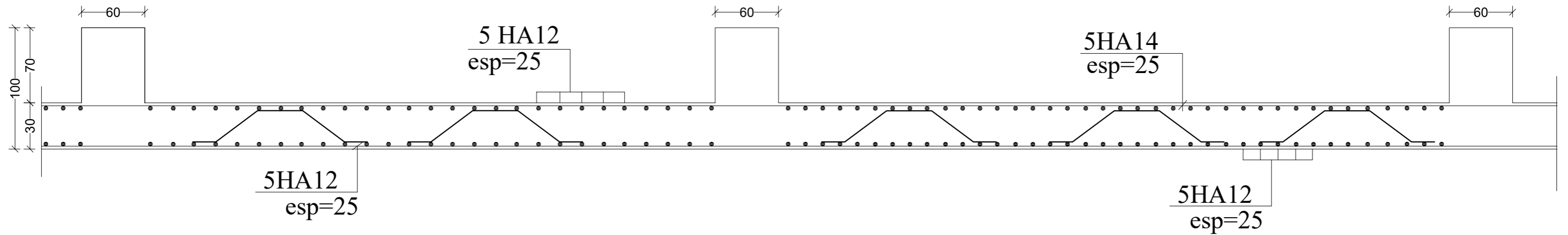
Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

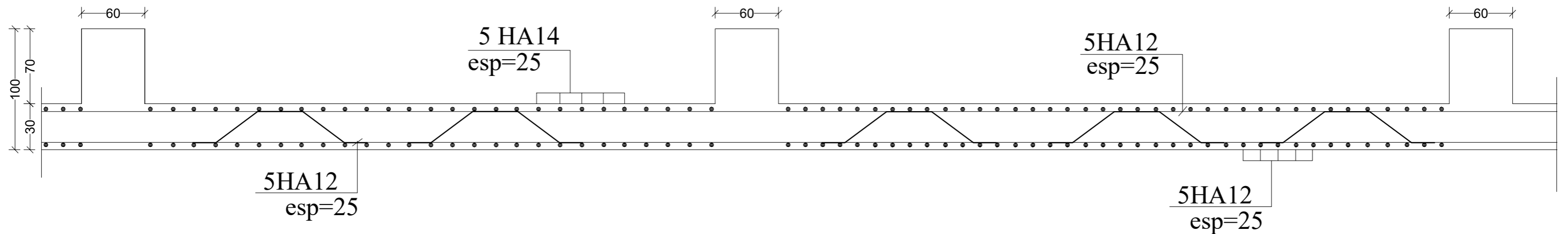
Soit : 2HA14 = 3.07  $\text{cm}^2$  .

# COFFRAGE / FERRAILLAGE DALLE DE RADIER

sens X-X

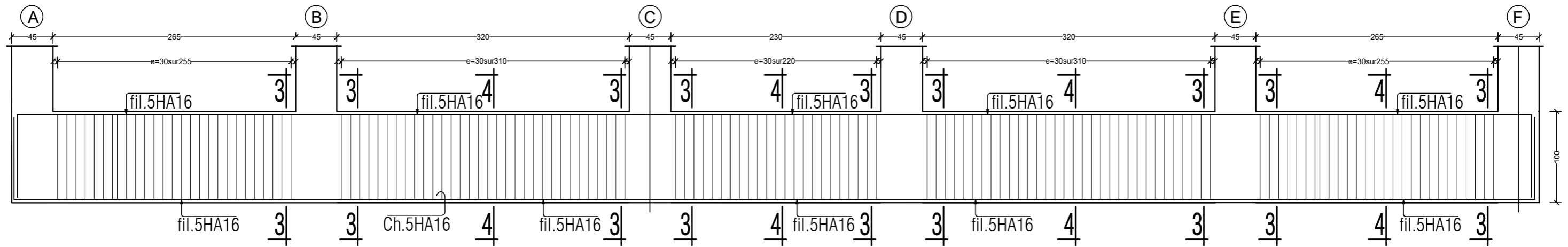


sens Y-Y

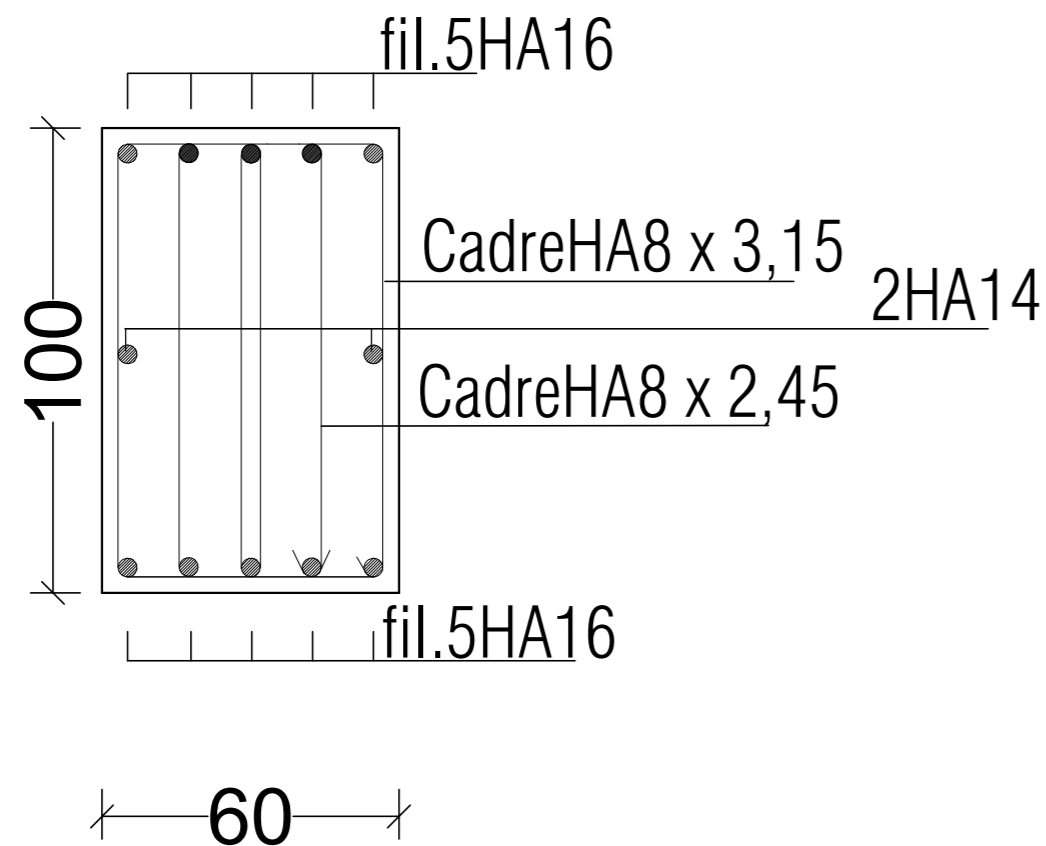


# Nervure longitudinale ( 60\*100).

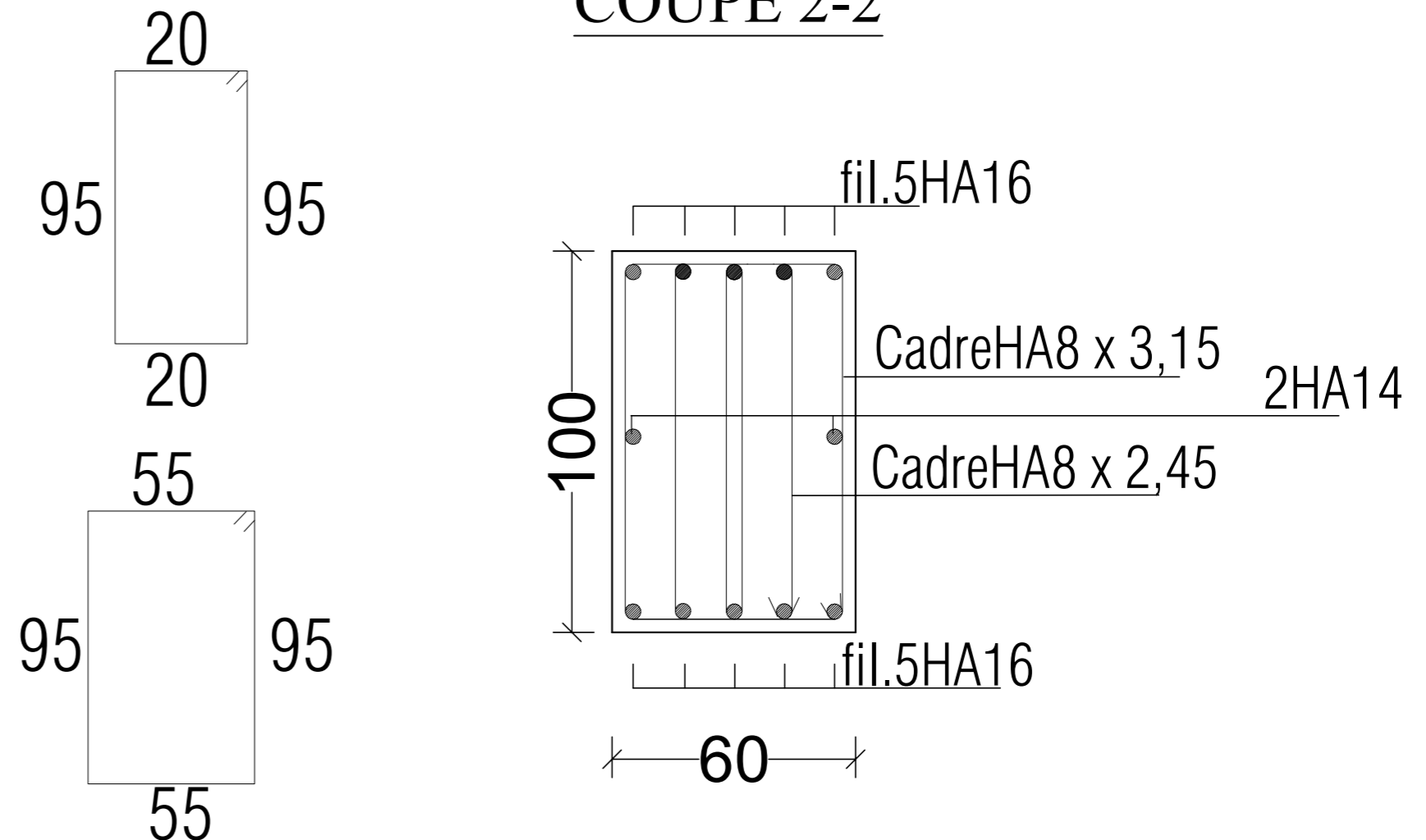
NERVURE LONGITUDINALE.:(60\*100);fil: Niv.  $\pm 0,17m$



COUPE 1-1

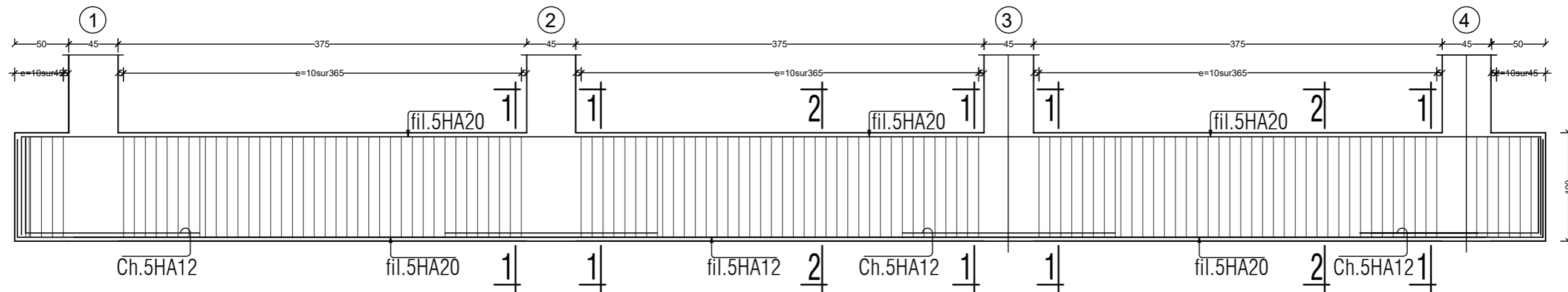


COUPE 2-2

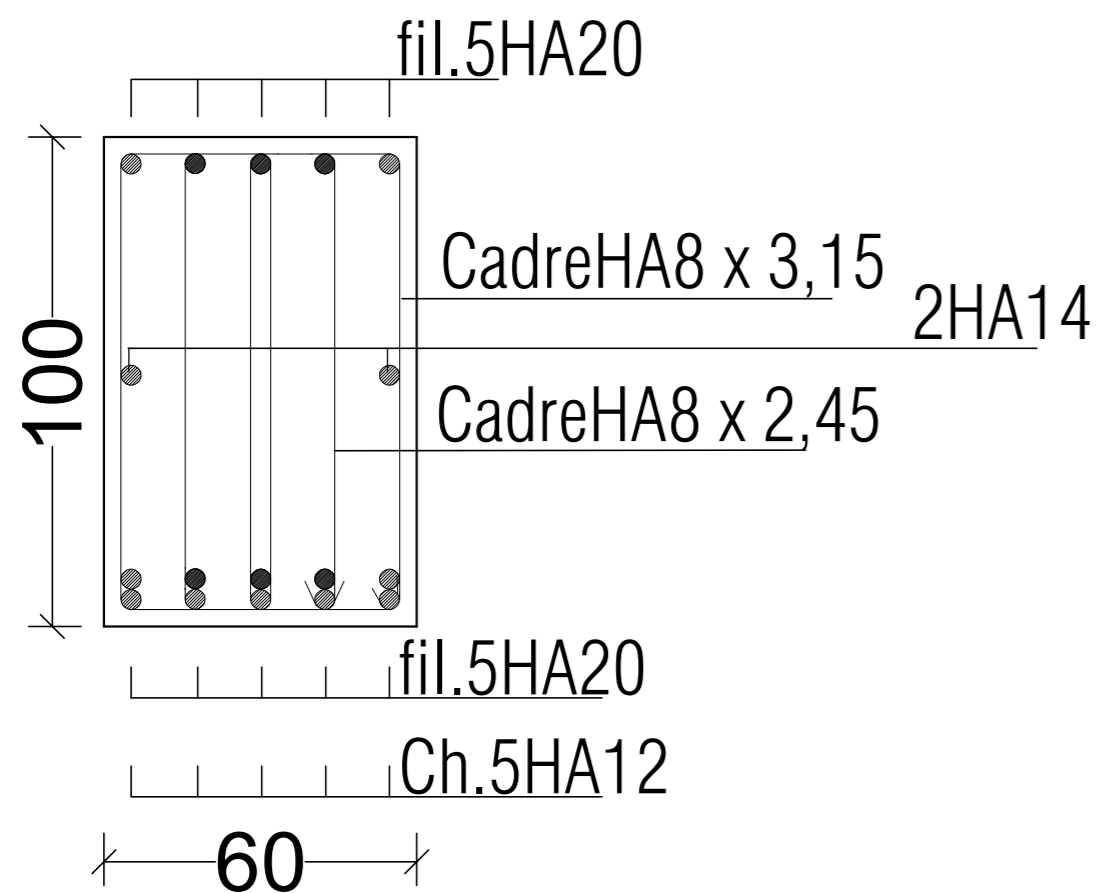


# Nervure transversale ( 60\*100).

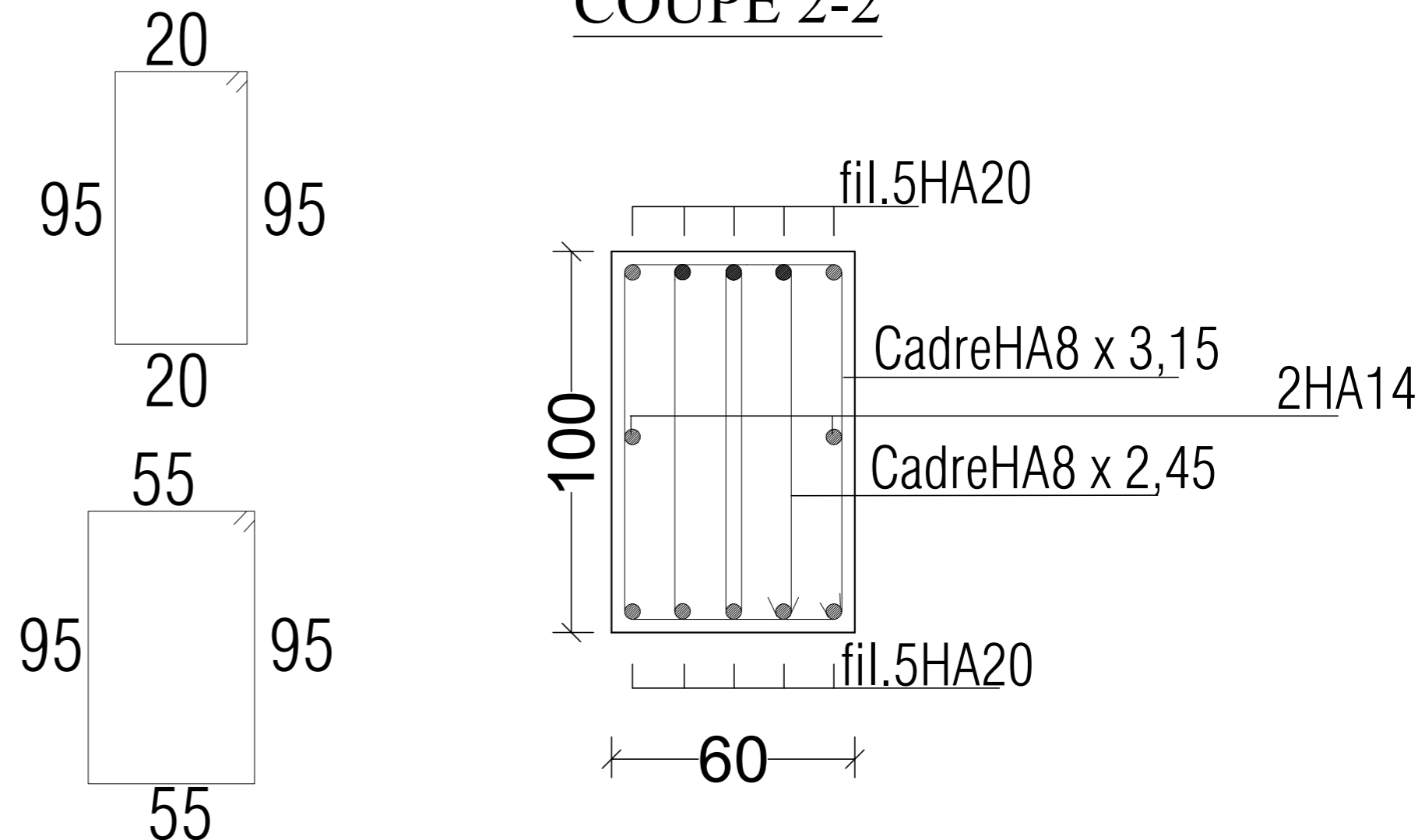
NERVURE TRANSVERSALE.:(60\*100): - Niv.  $\pm 0,17$  m



COUPE 1-1



COUPE 2-2



# CONCLUSION GÉNÉRALE

Nous avons présenté dans ce mémoire l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage d'habitation en béton armé de R+5, implanté dans une zone (IIa) de moyenne sismicité à Tizi Ouzou, pour se faire nous avons utilisé l'un des logiciels de calcul de structures qu'on cite ETABS.

Notre objectif à travers cette étude était non seulement d'appliquer et d'injecter toutes nos connaissances et techniques apprises durant notre cycle de formation dans un projet complet, mais aussi d'acquérir une minimale expérience concernant le processus à suivre, la réglementation à utiliser, ainsi que l'impact du côté pratique pour mener à terme de telles études.

De ce modeste travail nous avons conclu qu'une étude technique passe au minimum par quatre étapes :

Le pré dimensionnement des éléments structuraux, nous avons veillé à pré dimensionner ces derniers en choisissant les dimensions les plus proches du minimum recommandé par les règlements parasismique (RPA) et le BAEL. Pour notre cas nous avons pu valider ces choix dans le chapitre ferrailage,

L'optimisation de la disposition des voiles qui présente un facteur important dans la détermination du comportement de la structure vis avis des charges qui lui sont appliquées. La modélisation de cette dernière à l'aide du logiciel ETABS nous a permis de mieux assimiler, d'interpréter et même d'observer le comportement de la structure en comparant à chaque fois les résultats obtenus aux vérifications exigées par RPA99 Version 2003.

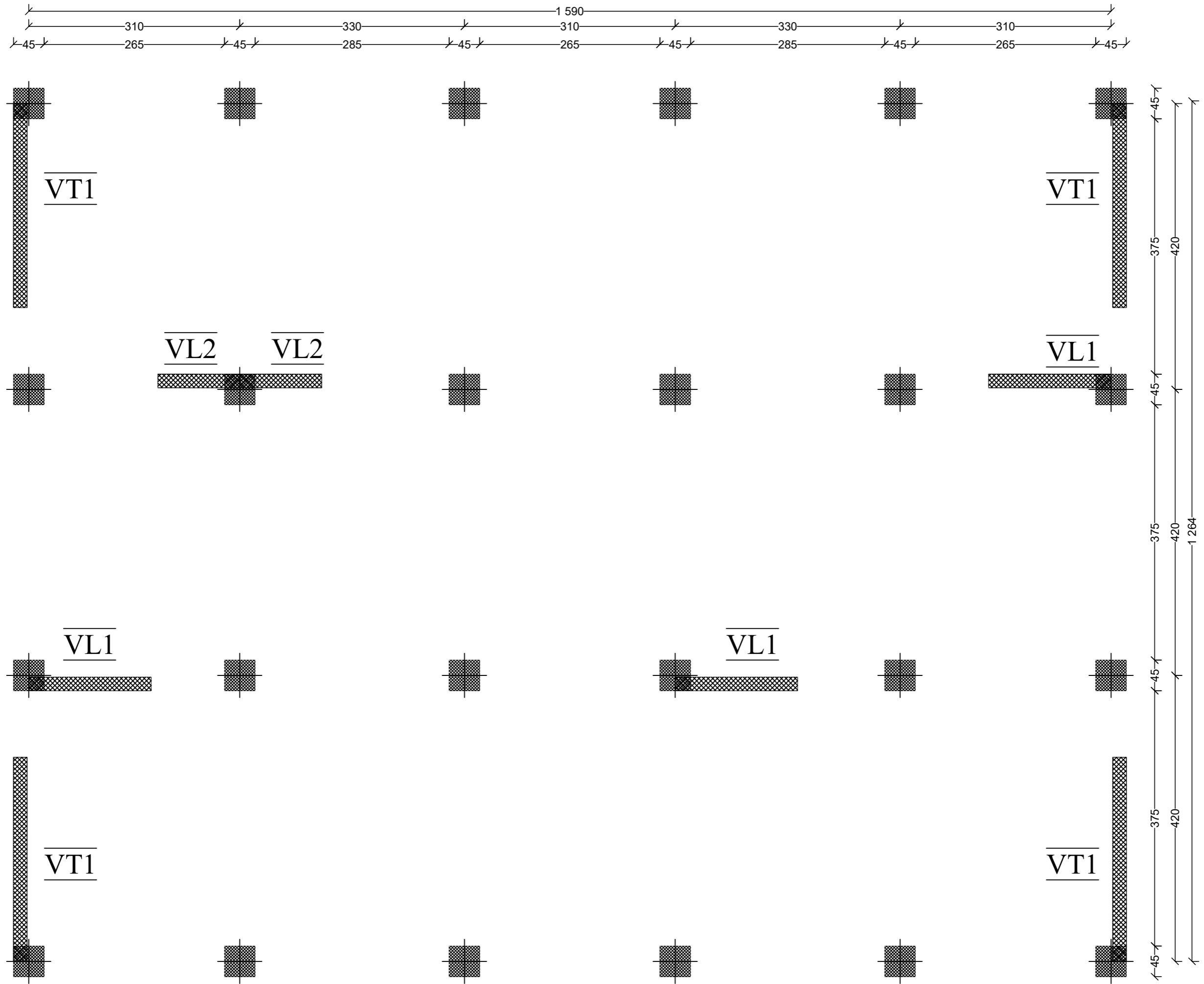
Comprendre le ferrailage des différents éléments de la structure en respectant la réglementation, sans pour autant négliger le côté pratique pour faciliter la mise en œuvre.

Le choix du type de fondation est conditionné par la lecture du rapport géotechnique et le respect de ses recommandations pour déceler une éventuelle présence de nappes phréatiques ou couches d'instables. Faut d'absence de se dernier, Nous avons opté pour un radier général en procédant par élimination. Les recommandations exigées par les règlements concernant les fondations sont toutes vérifiées.

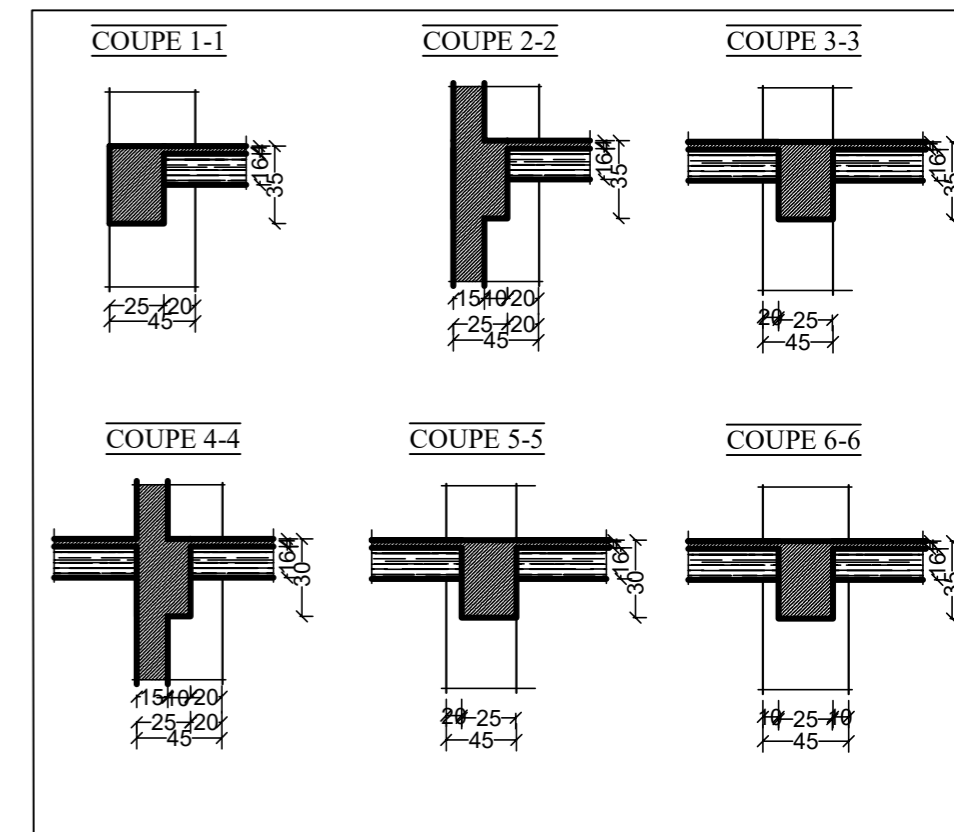
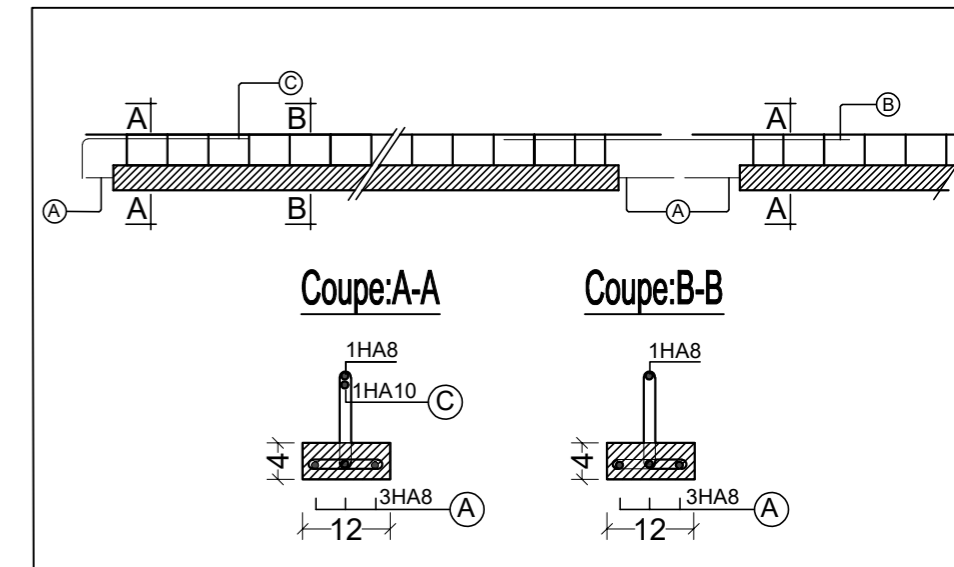
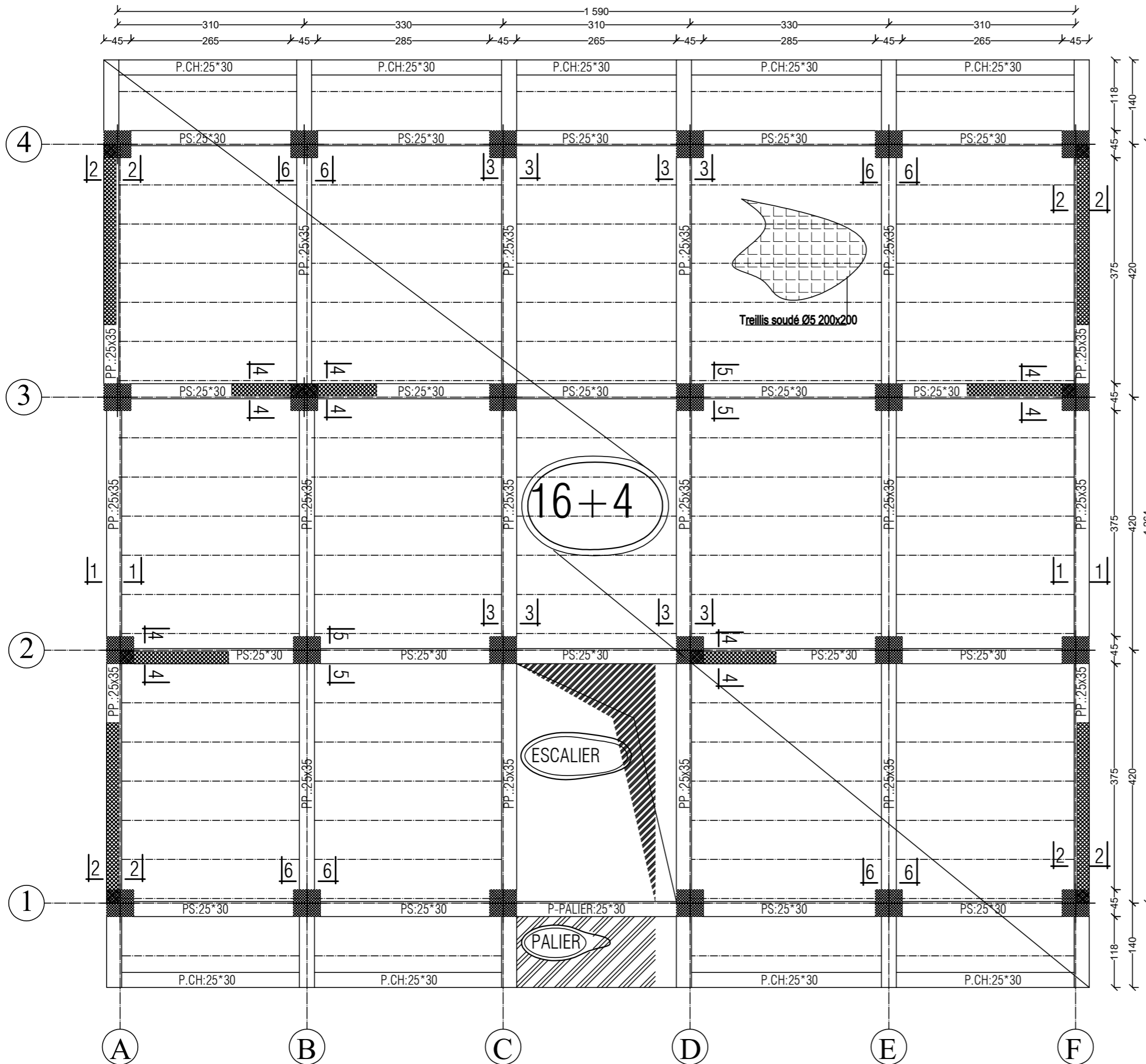
Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.



# PLAN DISPOSITION DES VOILES .



# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 3,23 ;+6,29 m.



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) σ = 400MPA  
d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPA  
e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU  
Département Génie de la Construction  
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE  
**Mémoire de fin d'étude**

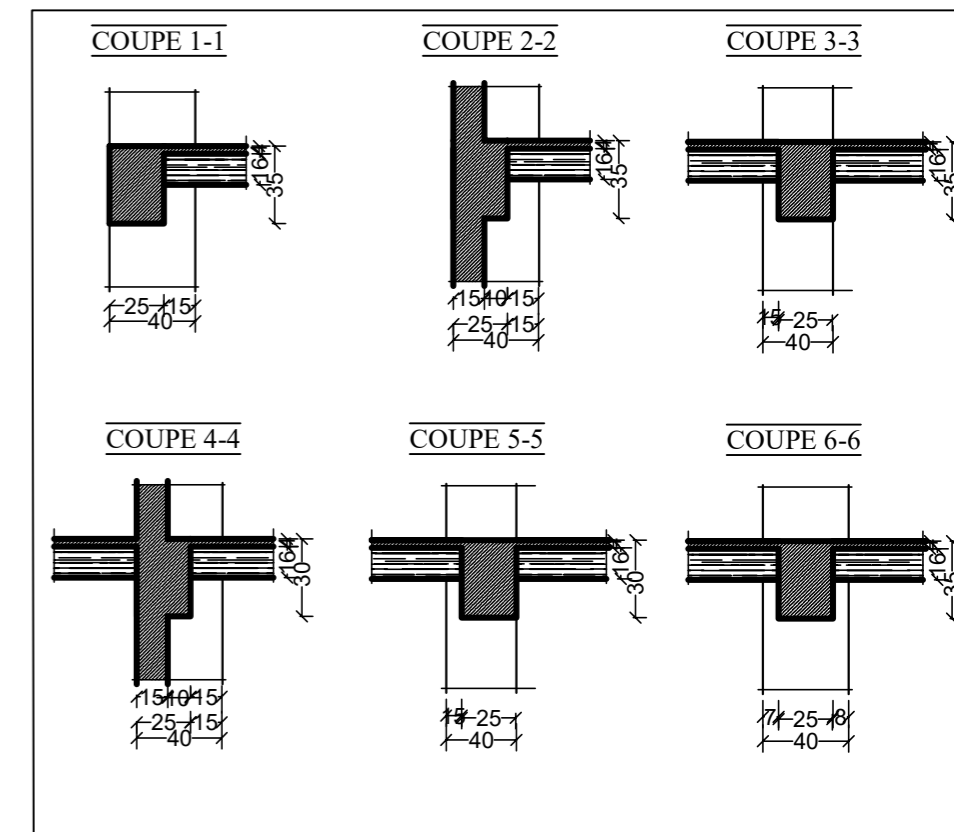
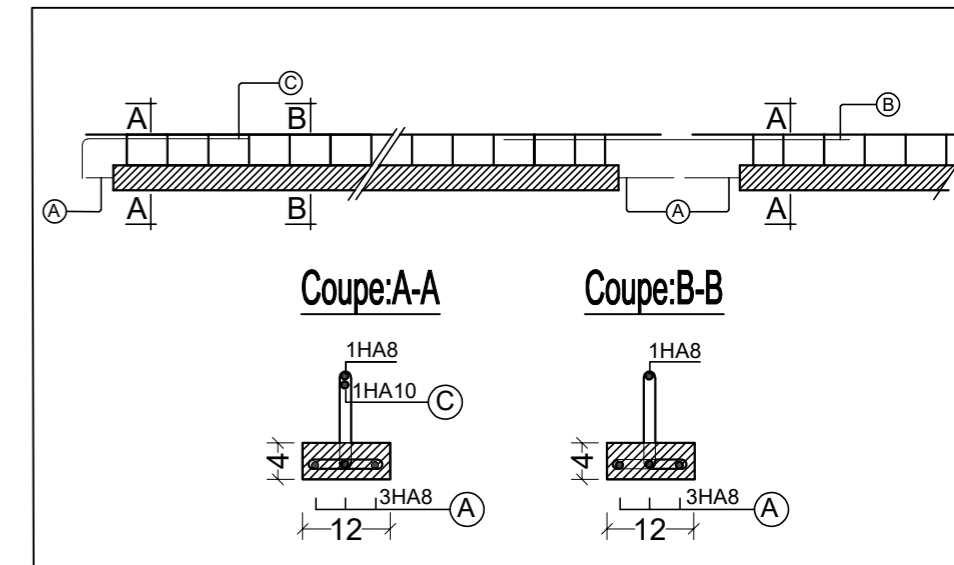
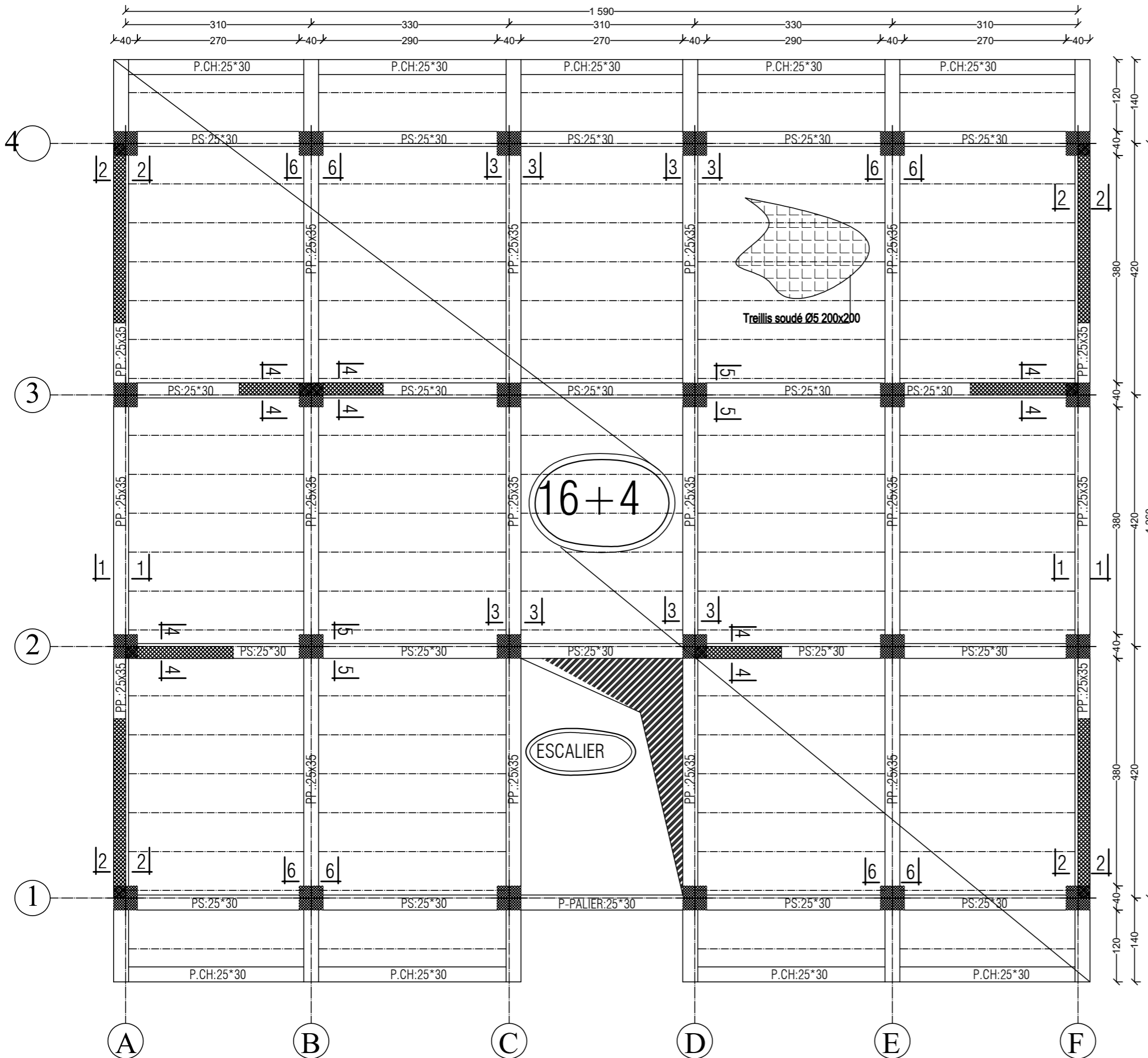
Etude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : MOUMOU Ali  
HAMMA Ali  
Encadrée par : Madame:LARABIS

promotion :2022/ 2023

# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 9,35 ;+12,41 m.



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) σ = 400MPA  
 d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPA  
 e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU  
 Département Génie de la Construction  
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE  
**Mémoire de fin d'étude**

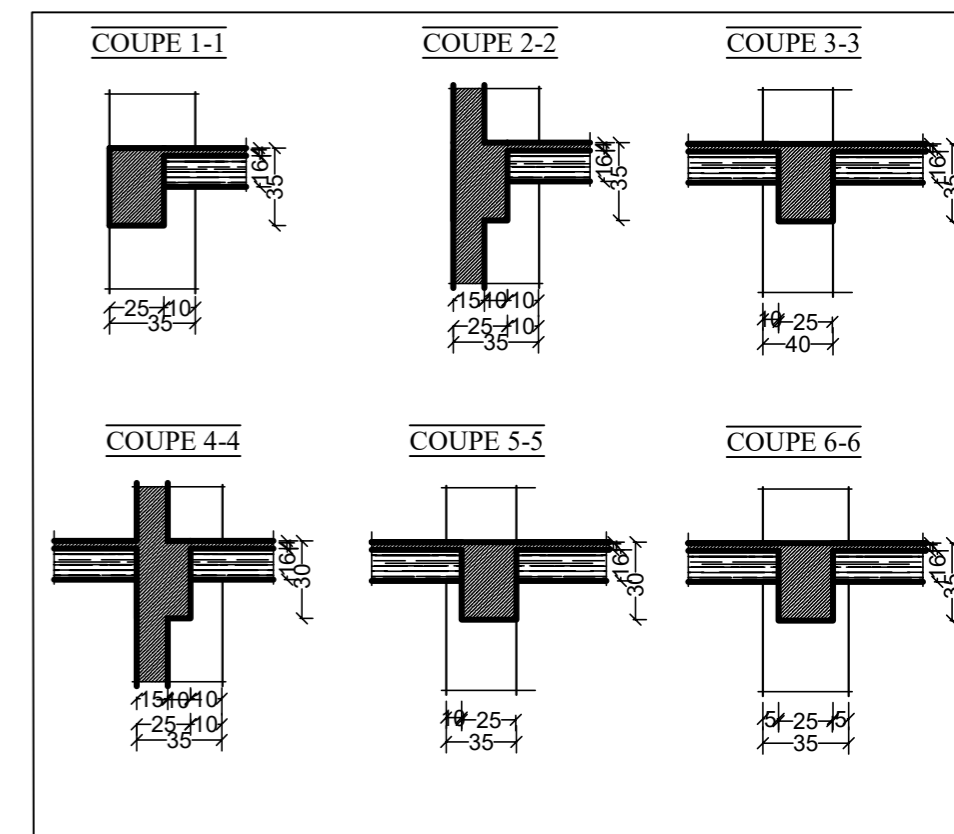
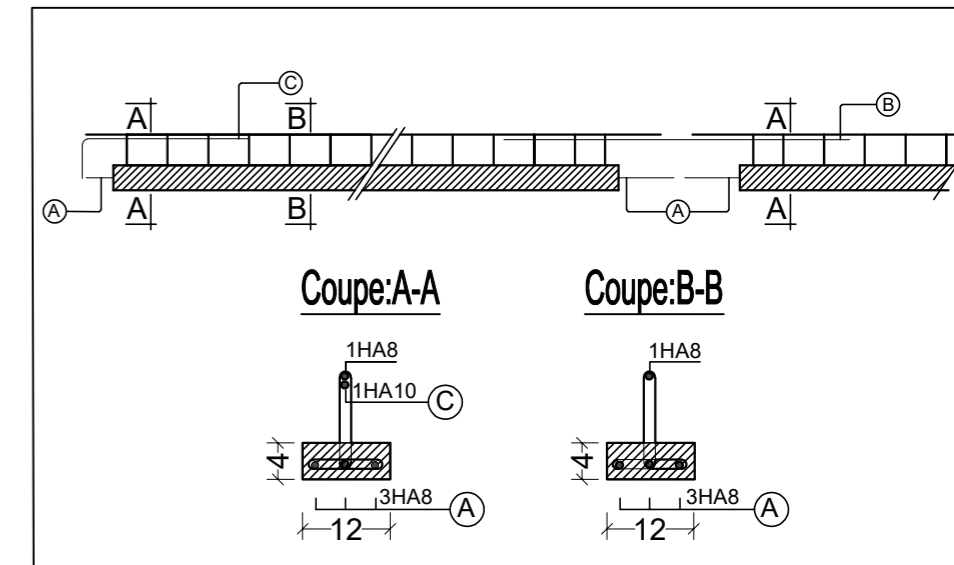
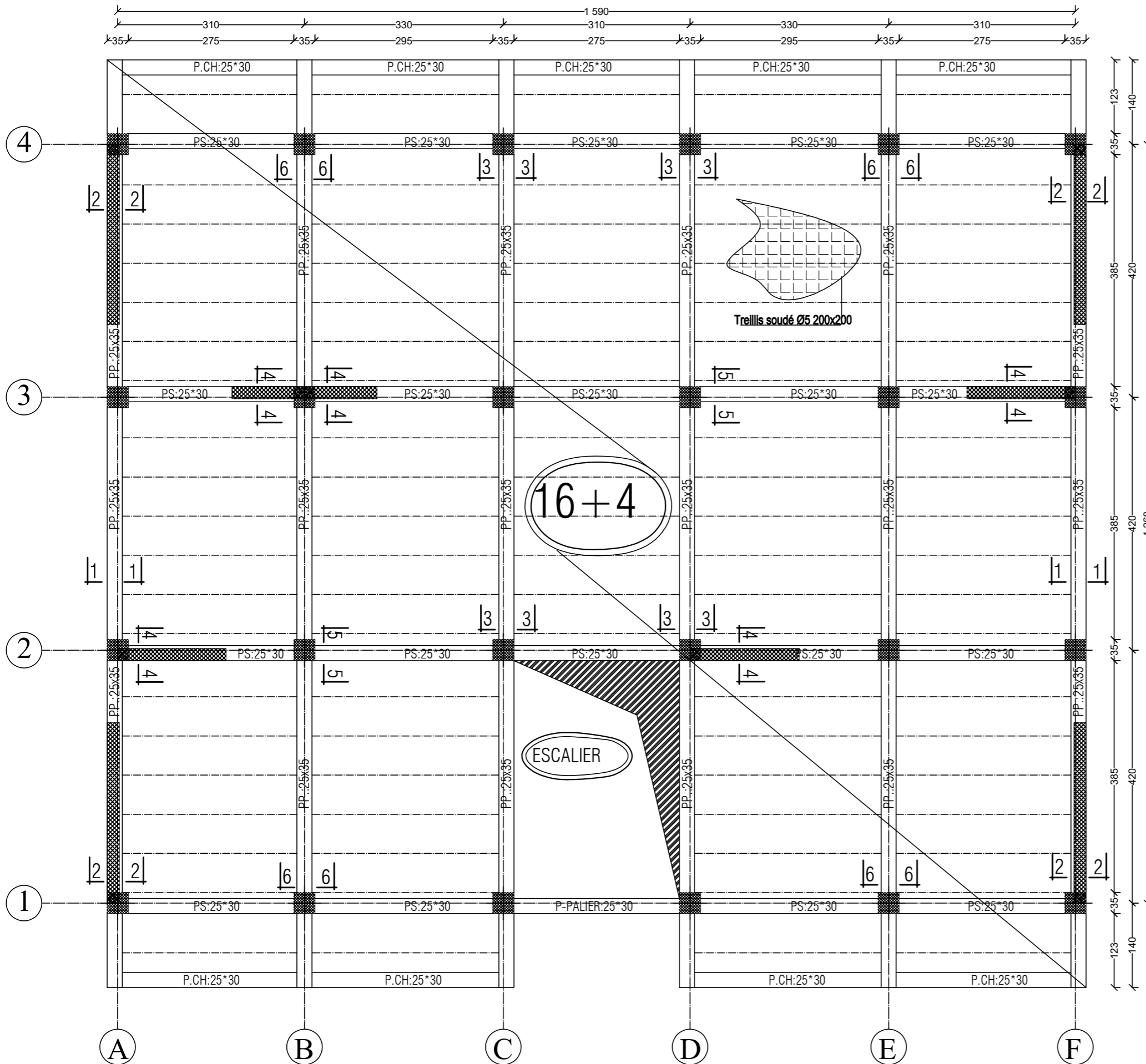
Etude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : MOUMOU Ali  
 HAMMA Ali  
 Encadrée par : Madame:LARABIS

promotion :2022/ 2023

# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 15,47 m.



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) α = 400MPA  
 d) Treillis soudés (T.S) α = 520MPA  
 e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU  
 Département Génie de la Construction  
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE  
**Mémoire de fin d'étude**

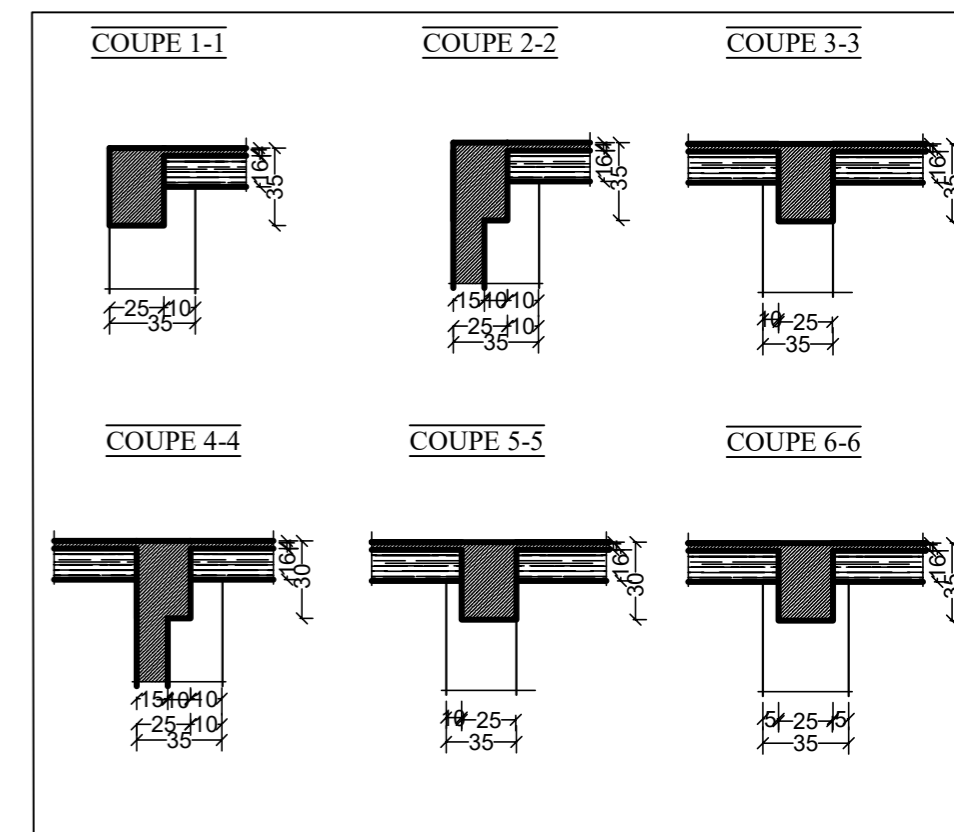
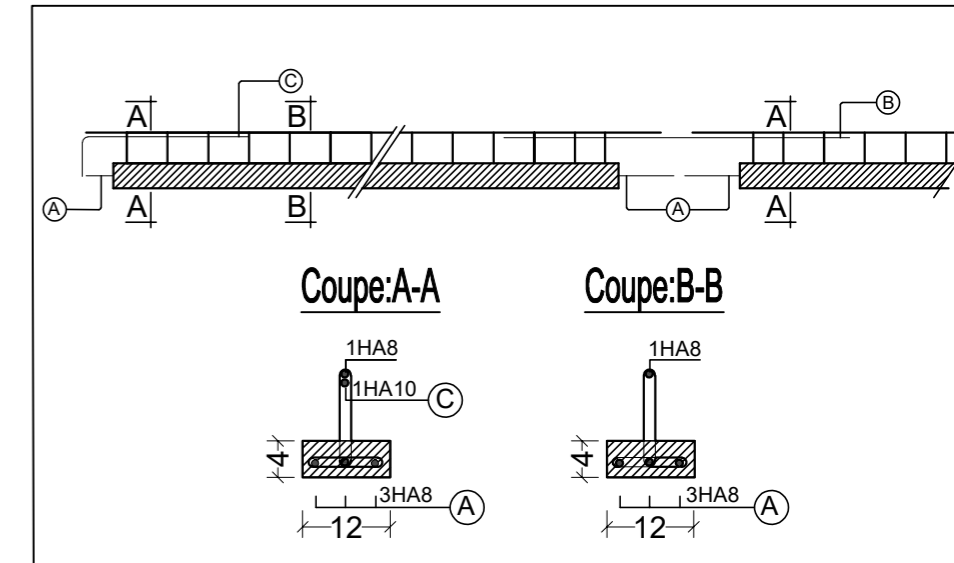
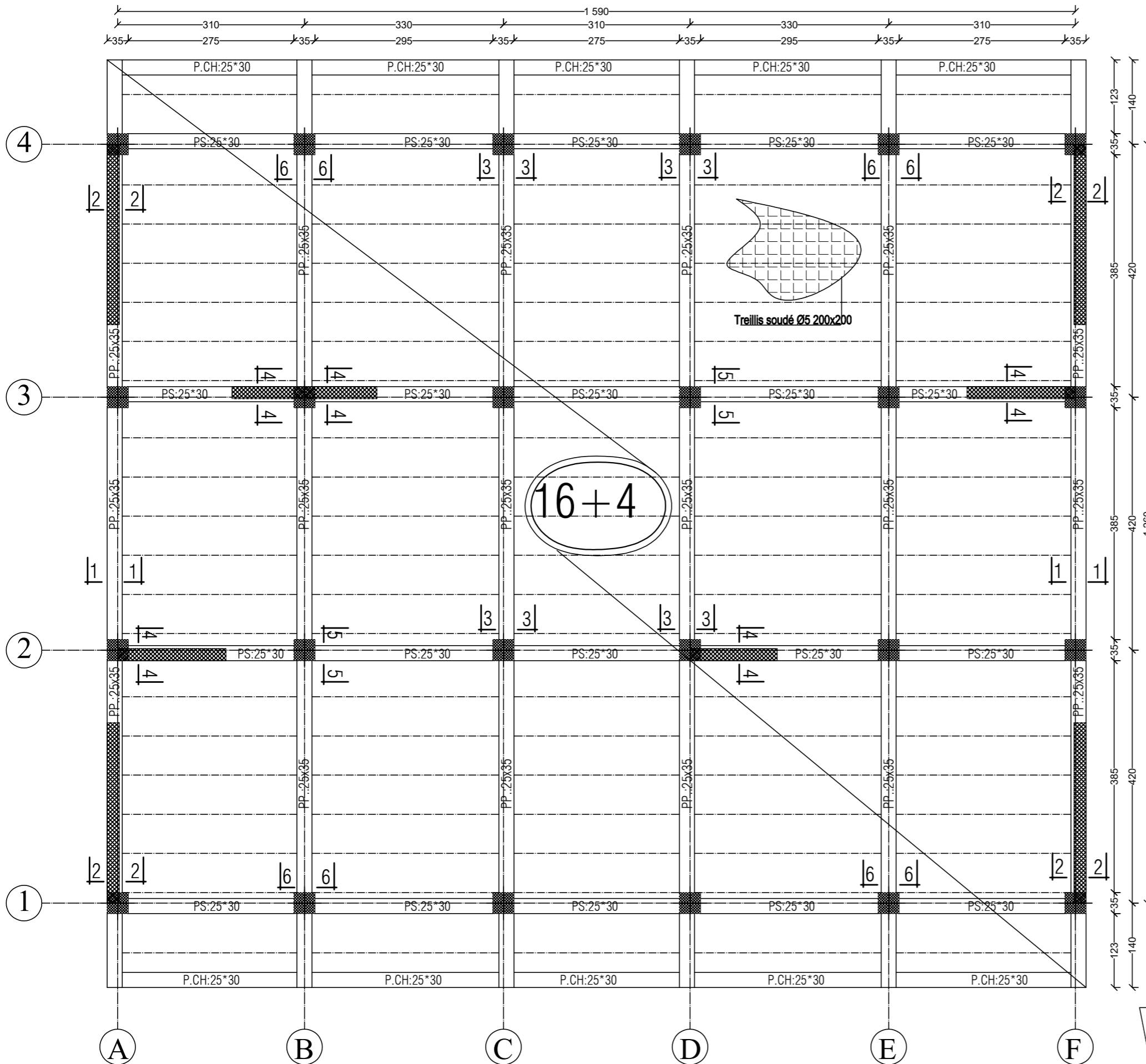
Etude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : MOUMOU Ali  
 HAMMA Ali  
 Encadrée par : Madame:LARABIS

promotion :2022/ 2023

# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+18,53 m.



**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) σ = 400MPA  
 d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPA  
 e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU  
 Département Génie de la Construction  
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE  
**Mémoire de fin d'étude**

Etude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : MOUMOU Ali  
 HAMMA Ali  
 Encadrée par : Madame:LARABIS

promotion :2022/ 2023

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlements :

- Règles parasismique algériennes *RPA 99/modifié2003*.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- Règles de calcul de béton arme aux état limites BAEL.91/modifié99.
- Document technique réglementaire (*DTR B.C2.2*) : *Charge permanentes et charges d'exploitation*.

## Logiciels :

- Logiciel ETABS
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- EXCEL
- WORD
- AUTOCAD

## Ouvrage :

- Les abaques de PIGEAUD
- Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire
- Mémoires de fin d'études « ingénieurs en G-C » des promotions précédents.