

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



# Mémoire de fin d'étude

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

*Option : Constructions Civiles et Industrielles.*

## thème

*Etude d'un bâtiment (RDC+ENTRE SOL +7étage)  
à usage habitation et commercial*



**Etudié par : M<sup>elle</sup> : HAMIDOUCHE OUZNA**

**M<sup>elle</sup> : HAMOUDI SAMIRA**

**Dirigé par : Mme HADDAD  
MALEK O.**

***PROMOTION 2020/2021***



# Remerciements

**Au terme de ce travail, nous remercions DIEU le tout puissant pour nous avoir guidé vers le bon chemin et nous avoir donnée la volonté et le courage d'atteindre cette objectif tant voulu.**

**Nos remerciements et notre gratitude à nos familles respectives pour leur soutien, leur aide, leurs encouragements ainsi que tout leur sacrifice afin de nous permettre d'aboutir à ce projet.**

**Nous somme également très reconnaissants à notre promotrice M<sup>me</sup> HADDAD qui n'a pas été avare de conseils durant son encadrement, et pour nous avoir aussi accordé sa confiance et son aide.**

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

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

**Ouzna et Samira**



# DEDICACE

*Toutes les lettres ne sauraient*

*Trouver les mots qu'il faut...*

*Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude,*

*L'amour, le respect, la reconnaissance...*

*Aussi, c'est tout simplement que*

*Je dédie cette thèse ...*

## *À MES CHERS PARENTS*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.*

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.*

*Que ce travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitte jamais assez.*

*Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.*

*Sans oublier de remercier MALLEK FERHATH qui a été un soutien, un pilier et un atout indispensable pour moi durant cette période, aucune lettre et aucun remerciement ne saurait exprimer ma gratitude envers toi.*

## *A MES CHÈRES ET ADORABLES SŒURS*

### *A ME CHÈRE ET ADORABLE FRÈRE.*

*Que j'adore, que j'aime profondément.*

*En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je vous dédie ce modeste travail*

## *À MES AMIS DE TOUJOURS :*

*En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère. Sans oublier mon binôme OUZNA qui a été bien plus que un binôme mais une amie pendant ses 4 dernière année.*

*À TOUTES LES PERSONNES QUI ONT PARTICIPÉ  
À L'ÉLABORATION DE CE TRAVAIL, À TOUS CEUX  
QUE J'AI OMIS DE CITER ET TOUTE LA  
PROMOTION 2021 GENIE CIVIL M2-CCI.*

*SAMIRA*

# DEDICASE

*Ce mémoire c'est la finalité de cinq longues années d'études, c'est pour celle que je teins a dédié le fruit de ma persévérance a toutes les personne cher à mes yeux,*

*Tout d'abord à mes parents qui m'ont apporté leur soutien psychologique financier leur patiente leur foie en moi et en ma réussite scolaire et personnel j'espère que je vous décevrais jamais et que vous serraies toujours fière de votre fille,*

*A mes frères et ma sœur pour l'intérêt et la patience qui ont montré à l'égard de mes études, pour leur bienveillance,*

*A toutes les magnifiques personnes qui ont croisé mon chemin ses cinq dernières années amical ou personnel merci pour avoir fait de ses années un moment magique que je n'oublierais jamais,*

*A mes amies qui n'ont accompagner en dehors des murs de l'université Salim , Tiha , Mhend , Tina et djoudjou qui n'ont jamais cesser de croire en moi qui ont très souvent été ma source de motivation , merci pour votre soutien sans faille.*

*Sans oublier mon binôme Samira qui a été le meilleur binôme qu'en puisse espérer pendant 4 ans.*

*Enfin à toute la promotion génie civil cci 2020/2021.*

*Ouzna*



# SOMMAIRE

## Plan d'architecture

## Introduction générales .....

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage..... 1 – 9

## Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments .....10 – 21

## Chapitres III : Calcul des éléments

### III-1- acrotère .....22 – 29

### III-2- escaliers .....30 – 44

### III-3- salle machine ..... 45– 52

### III-4- balcon .....53 – 57

### III-5- poutre palière .....58 – 64

### III-6- plancher .....65 – 79

## Chapitre IV : modélisation avec ETABS .....80 – 100

## Chapitre V : Vérifications des exigences du PRA .....101 – 115

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments

### VI-1- Ferrailage des poteaux..... 116 –130

### VI-2- Ferrailage des poutres .....131 – 136

### VI-3- Ferrailage des voiles..... 137– 144

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure .....145 – 175

## Conclusion .....

## Plan d'exécution

## Bibliographie

# Liste des figures :

## **Chapitre II : pré dimensionnement des éléments.**

- II.1 : Schéma d'un plancher a corps creux
- II.2 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.
- II.3 : Schéma d'un plancher en dalle pleine en BA
- II.4 : Schéma du poteau le plus solliciter
- II.5 : Coupe du voile en élévations

## **Chapitre III : calcul des éléments secondaires.**

- III.1.1 : Section transversale de l'acrotère
- III.1.2 : Schéma statique des diagrammes des sollicitations
- III.1.3 : Ferrailage de l'acrotère
- III.2.1 : Escalier d'étage
- III.2.2 : Schéma correspond à la volée de l'escalier
- III.2.3 : Schéma statique de calcul a l'ELU
- III.2.4 : Diagramme des efforts interne à l'ELU
- III.2.5 : Schéma statique de calcule a l'ELS
- III.2.6 : Diagramme des efforts interne à L'ELS
- III.2.7 : Ferrailage de l'escalier
- III.3.1 : Schéma de l'ascenseur
- III.3.2 : Caractéristique géométrique de la dalle pleine de la salle machine
- III.3.3 : Correction des moments
- III.3.4 : ferrailages de la salle machine
- III.4.1 : Schéma statique du balcon
- III.4.2 : ferrailage du balcon.
- III.5.1 : Schéma de la poutre palière.
- III.5.2 : Schéma statique de la poutre palière.
- III.5.3 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.
- III.5.4 : Diagrammes des efforts internes à L'ELS.
- III.5.5 : Ferrailage de la poutre palière

III.6.1 : Treillis soudés (20 x 20) cm<sup>2</sup>

III.6.2 : Surface revenant aux poutrelles

III.6.3 : Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression

III.6.4 : Coupe transversale de la nervure

III.6.5 : Schéma de la dalle de compression

III .6.6 : Méthode des trois moments

III.6.7 : Coupe transversale de la poutrelle à 4 travées

III.6.8 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

III.6.9 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

III.6.10 : Coupe transversale de la poutrelle à 3 travées.

III.6.11 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU

III.6.12 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS

III.6.13 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS

III.6.14 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

III.6.15 : Ferrailage de plancher

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

VI.1 : Ferrailage des poteaux 45 x 45

VI.2 : Ferrailage des poteaux 40 x 40

VI.3 : Ferrailage des poteaux 35 x 35

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

VII.1 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

VII.2 : Schéma statique du débord

VII.3 : Répartition trapézoïdale

VII.4: Présentation du chargement simplifié

VII.5: Répartition triangulaire

VII.6 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

VII.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

VII.8 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

VII.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

VII.10 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

- VII.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.
- VII.12 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).
- VII.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS
- VII.14 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).
- VII.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.
- VII.16 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).
- VII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.
- VII.18 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).
- VII.19 : Diagramme moments fléchissant à l'ELS.
- VII.20 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).
- VII.21 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

## Introduction Générale

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique. Et la preuve à cela la tragédie de (BOUMERDES en 2003), ou la plupart des structures endommagées durant ce drame n'étaient pas des structures parasismiques, c'est pour cela que les normes de construction en Algérie deviennent de plus en plus strictes et la prise de conscience du facteur sécurité est placée avant de nombreux paramètres.

La conception d'une structure parasismique est complexe vu la nécessité de répondre aux exigences imposées par les règlements, et d'économie imposée par les coûts croissants des constructions. L'utilisation du béton armé est un avantage d'économie car il est moins cher par rapport à d'autres matériaux, de souplesse, de durée de vie et surtout de résistance au feu.

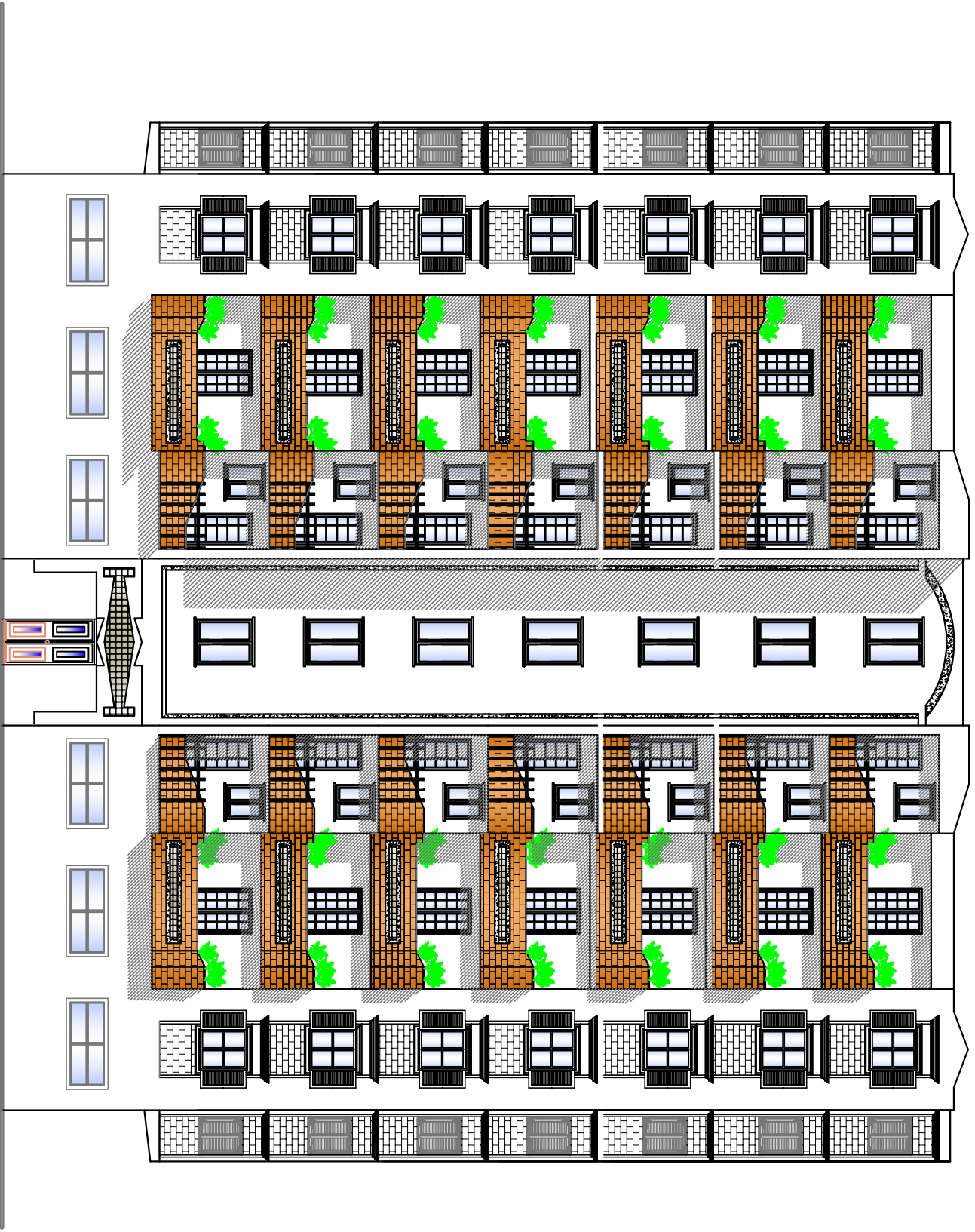
Le présent travail est une étude d'une structure à usage multiple (commercial et habitation) constituant d'un RDC et un entre-sol qui contiennent des locaux plus 7 étages d'habitation, implanté à **tdjelabin** dans la wilaya de BOUMERDES, qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement voiles porteurs. Afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons eu recours aux règlements suivants (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR)

Le travail du calcul et de vérification est mené en respectant les étapes suivantes :

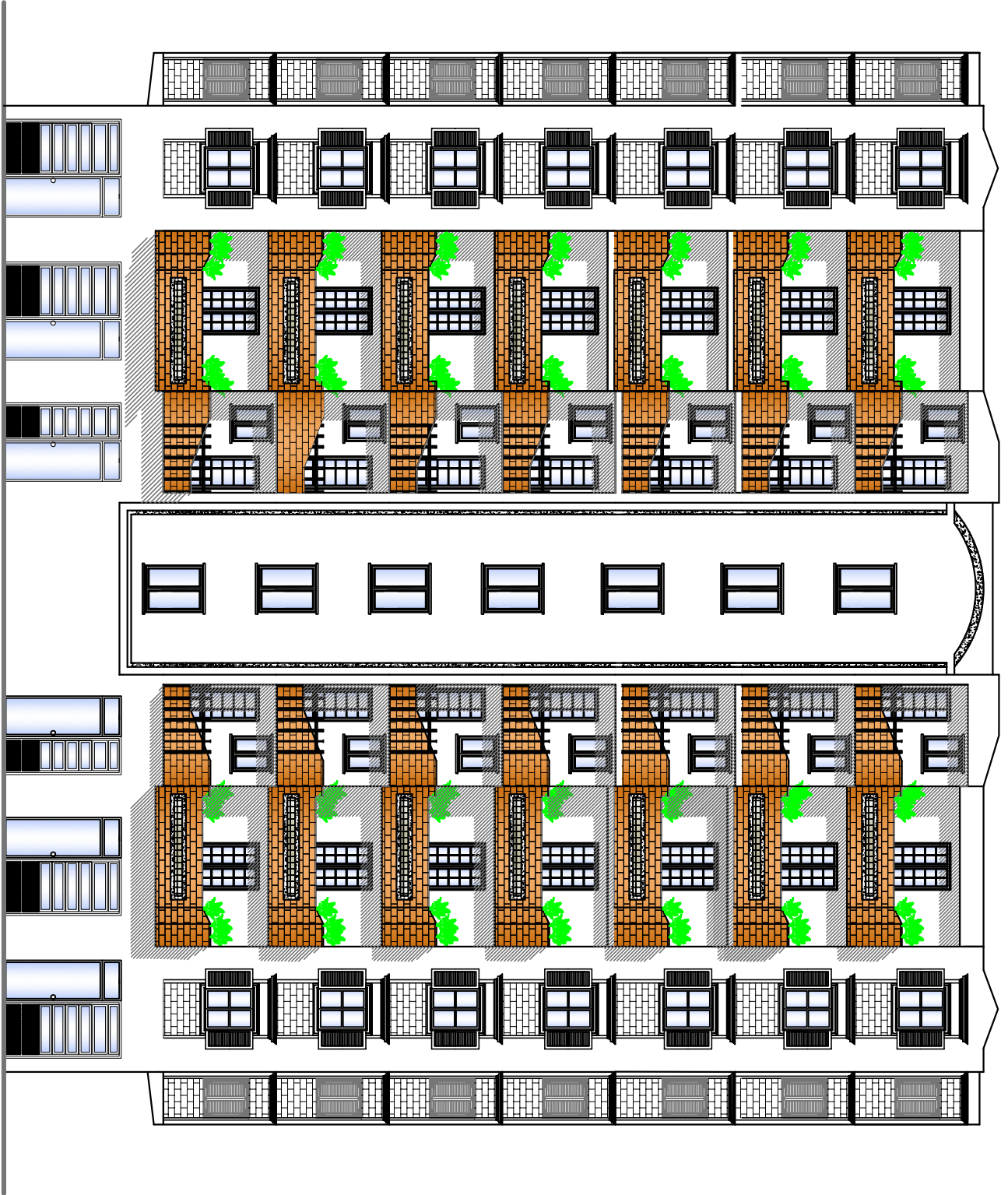
- Avant tout calcul la première phase consiste à examiner toutes les données du projet, décrire la situation géographique et environnementale de l'ouvrage, vérifier la conformité de la conception architecturale au règlement en vigueur : décrire la construction, dimensions, groupe d'usage, site et zone d'implantation, etc.
- Etude statique générale du bâtiment, pré-dimensionnement des éléments de la structure en respectant les conditions de résistance aux charges statiques et en respectant les conditions de déformations limitées comme la flèche, le flambement, ainsi que les conditions de fissurations admissibles...
- Etude dynamique de la structure en respectant les conditions réglementaires parasismiques algériennes ; la structure est soumise aux actions sismiques par introduction d'un spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS version 9.7

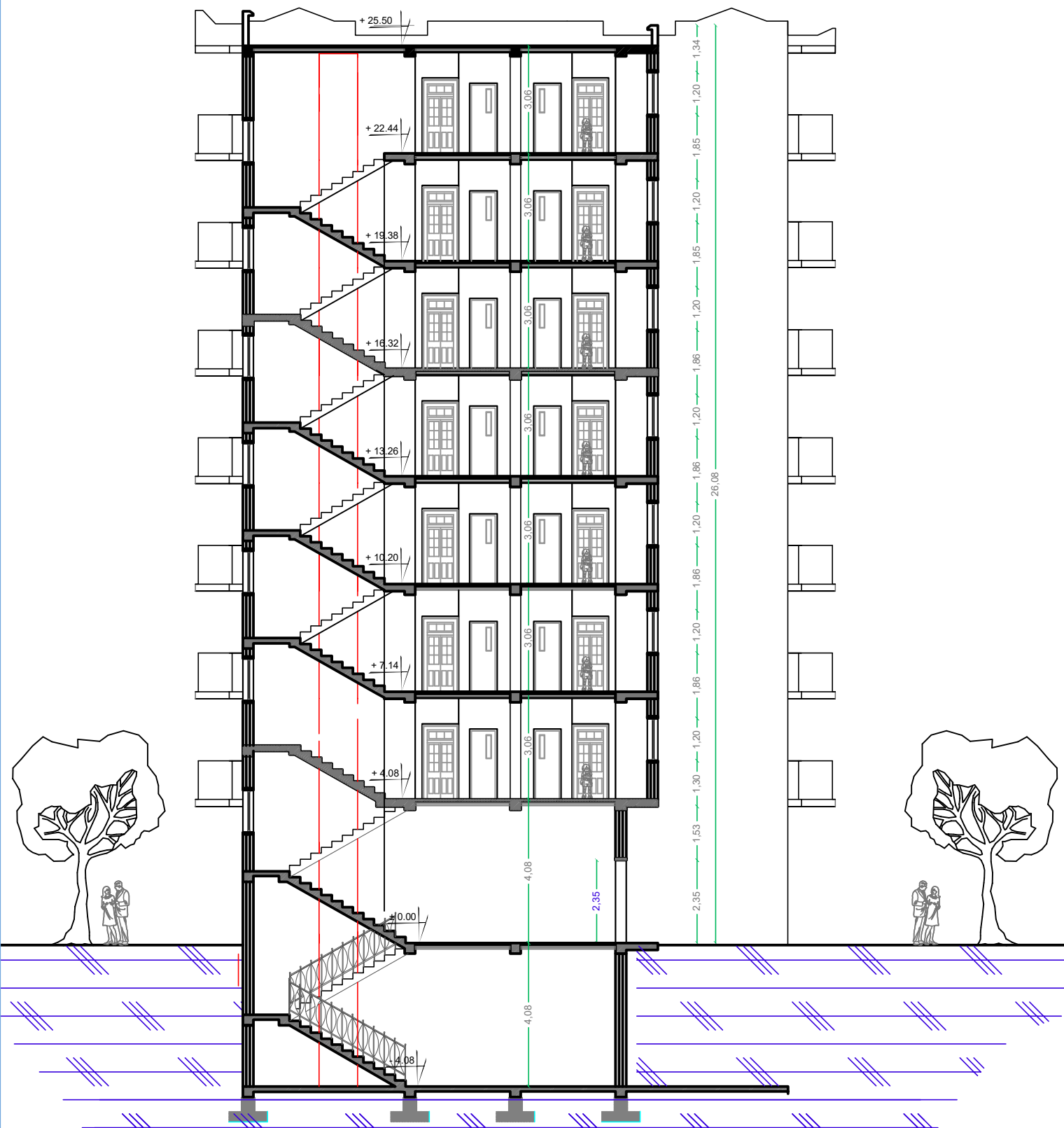
Après ces calculs, on procède alors à la partie ferraillages d'éléments.

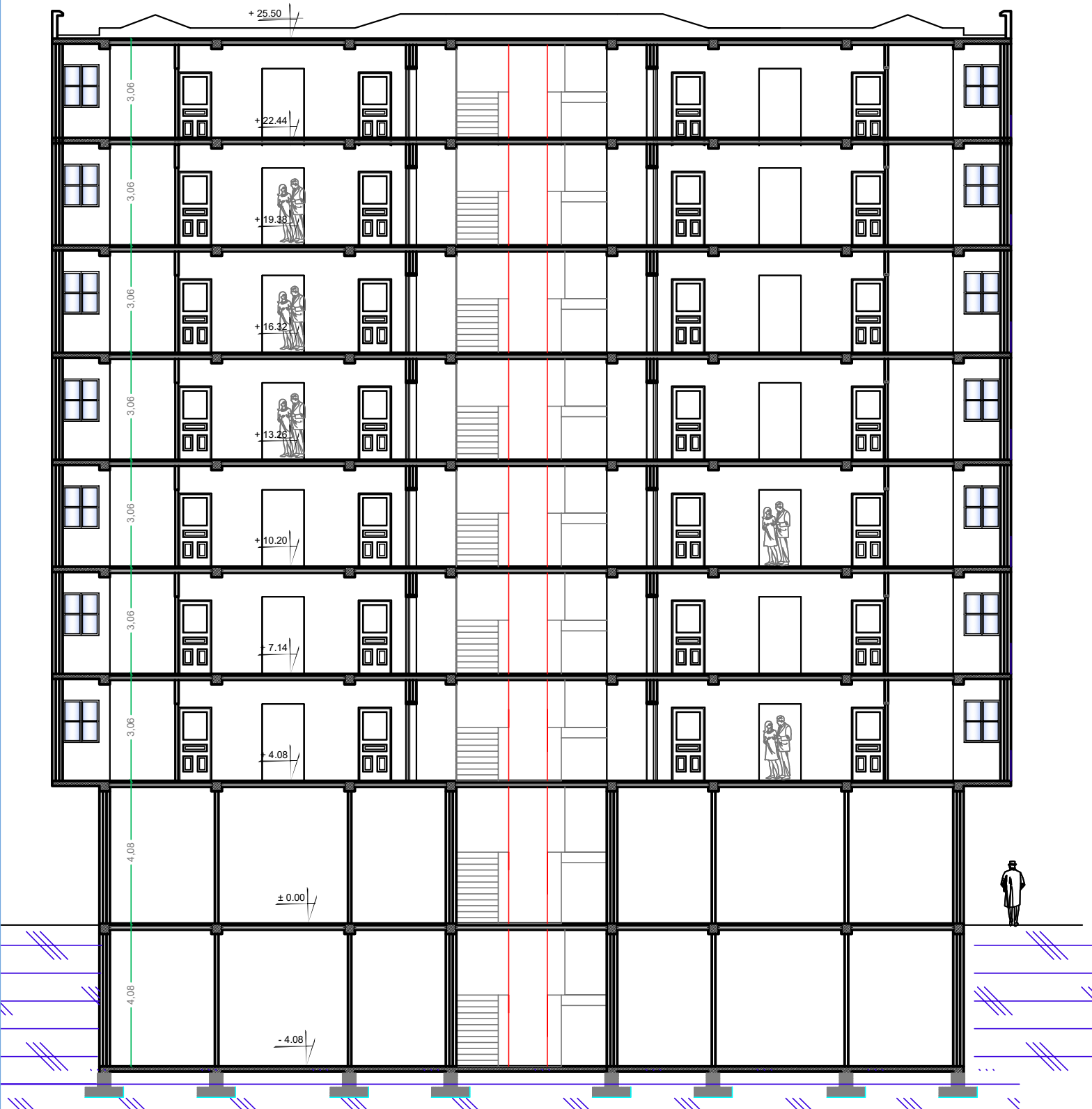
À l'issue de ces différentes étapes de calculs et de vérifications, nous avons alors établies les plans d'exécution et les plans de ferraillage des différents éléments de la construction avec le logiciel AUTOCAD.

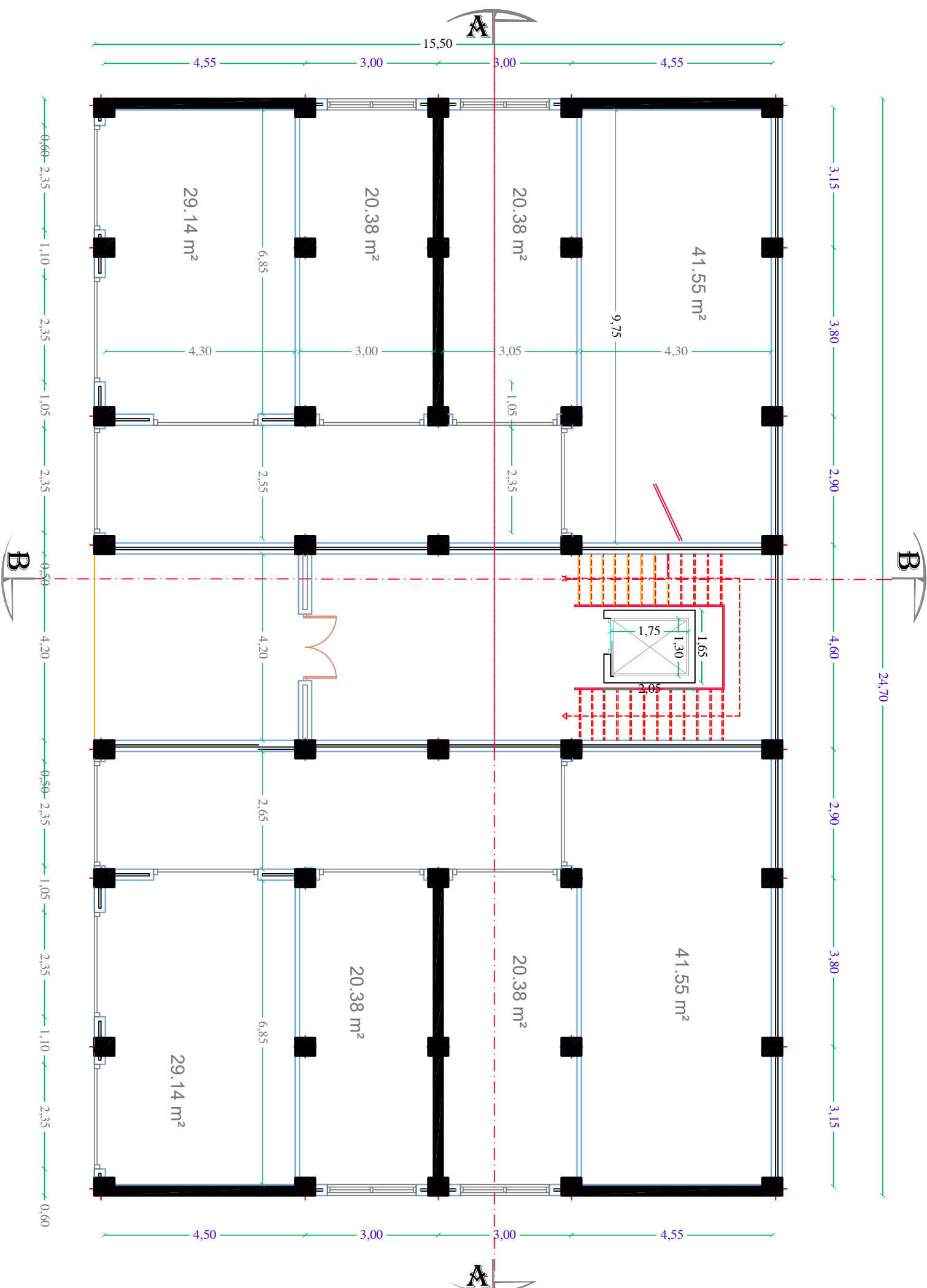


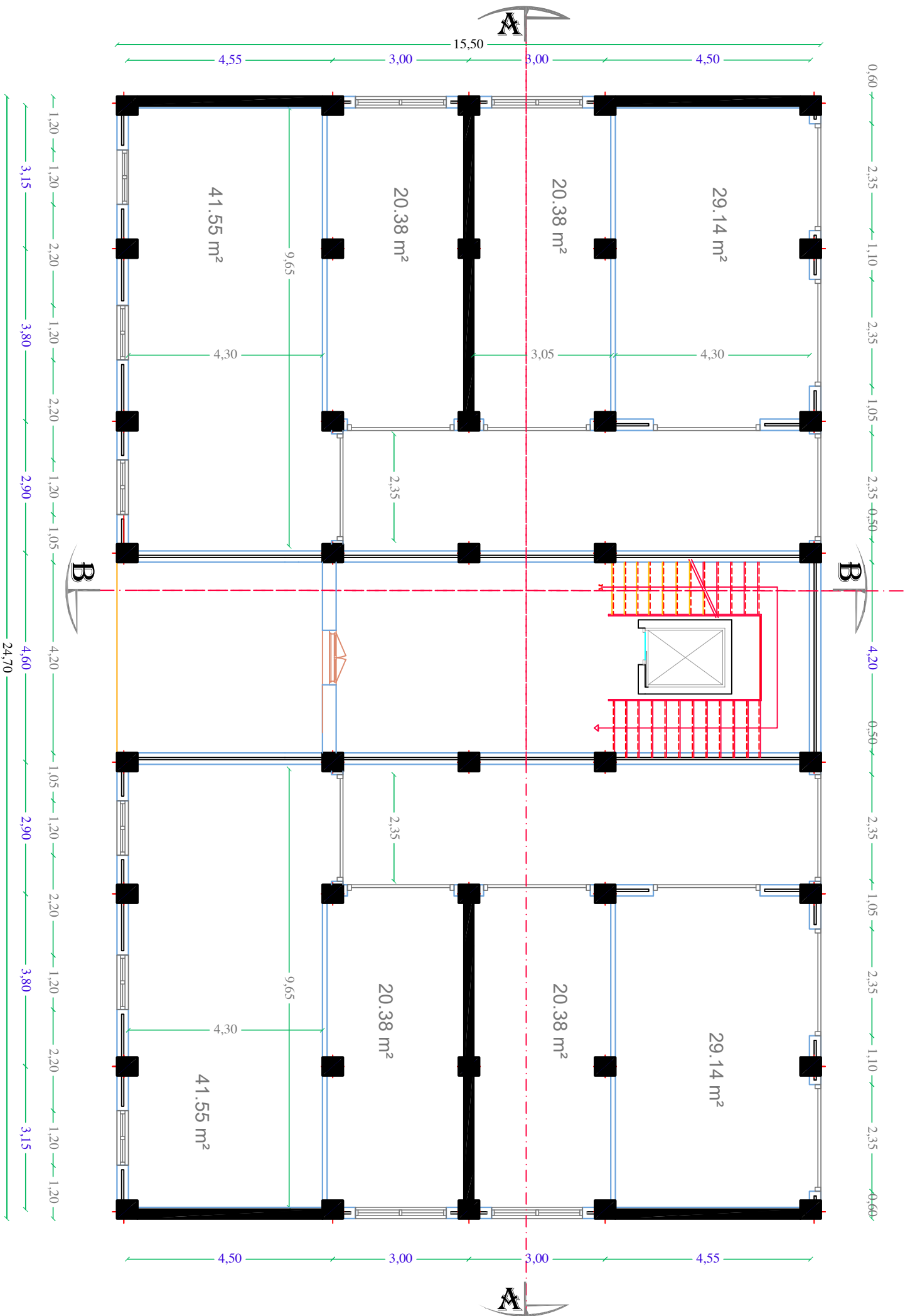




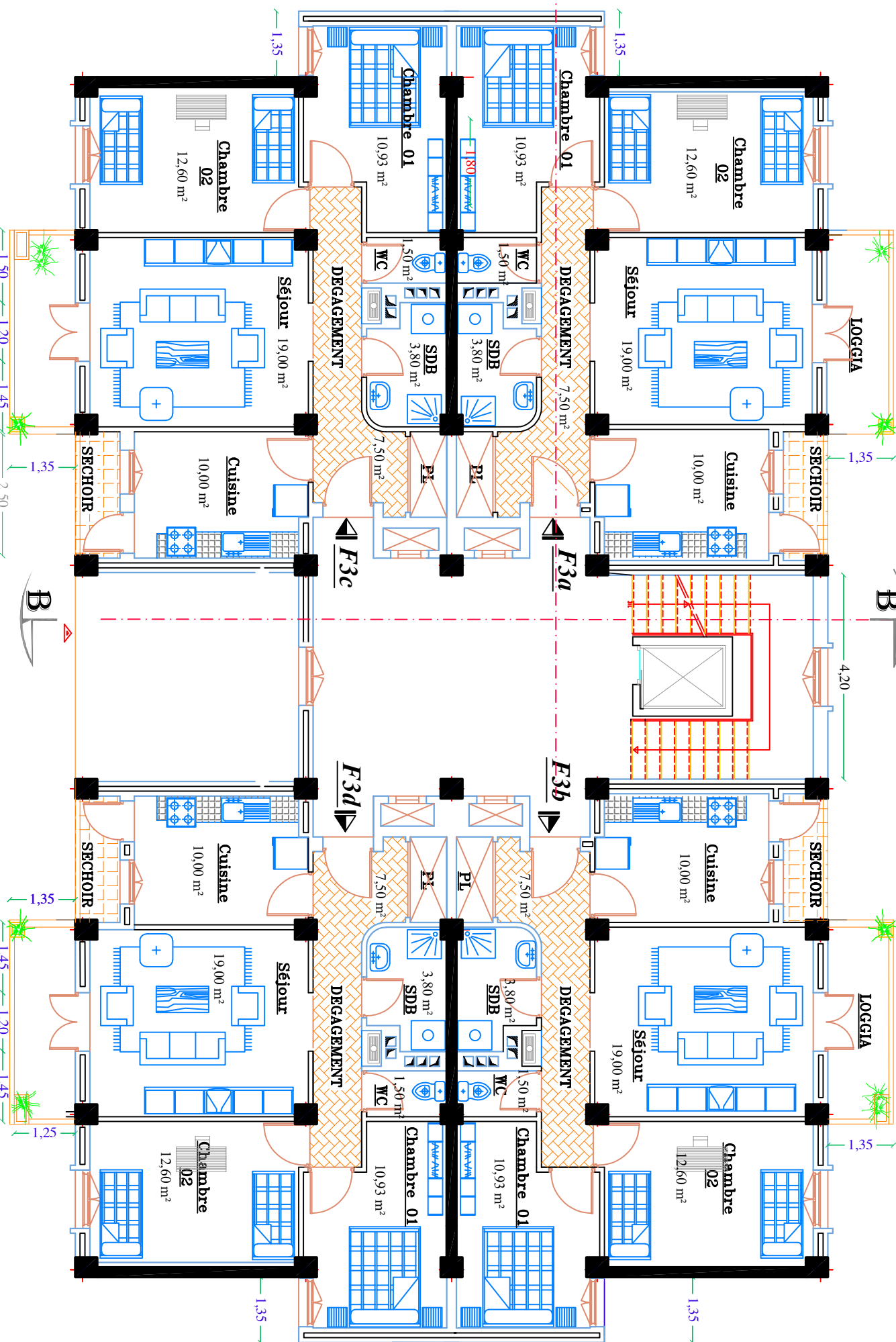




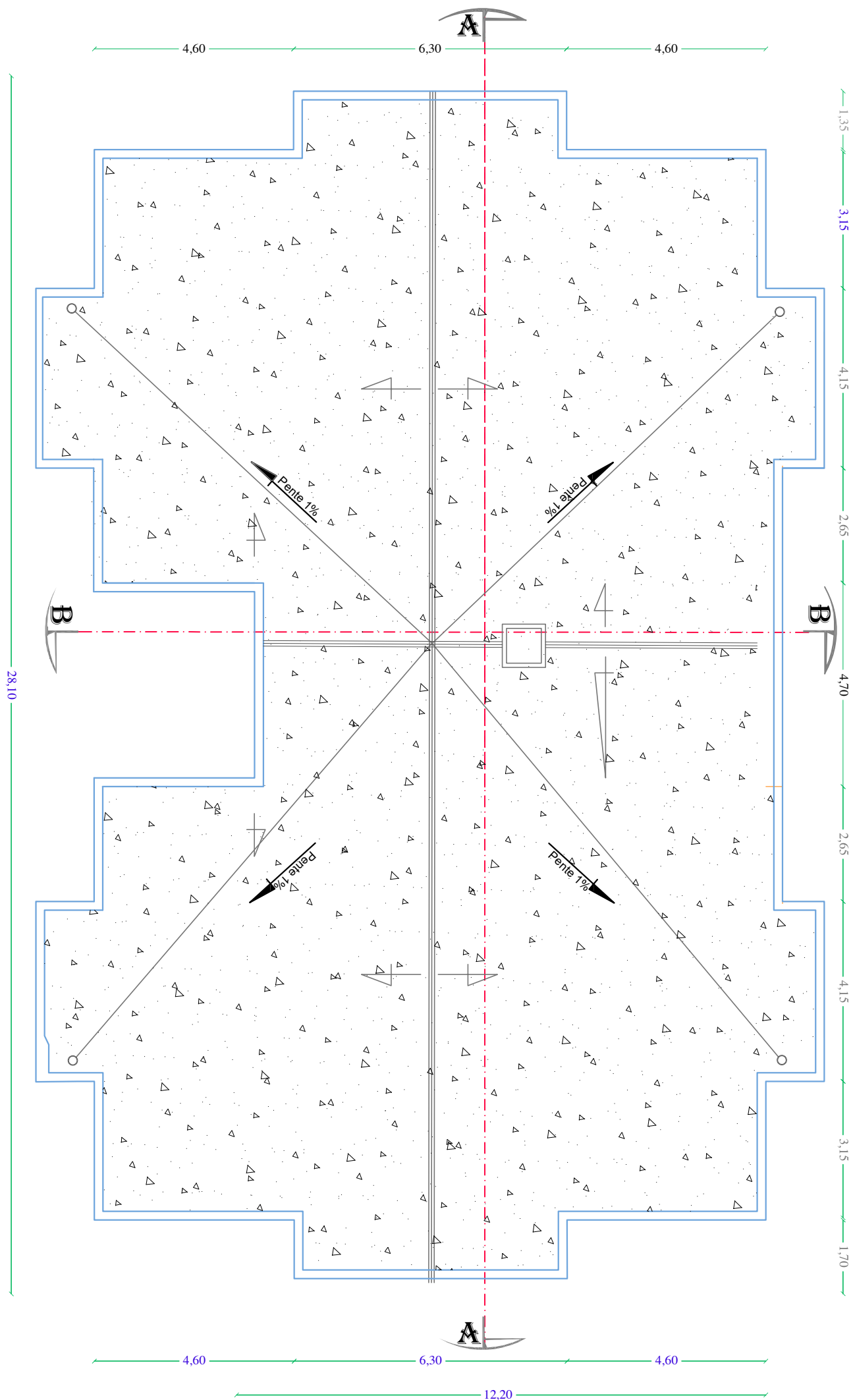




1,35 4,60 6,30 4,60 1,35







## I : description de l'ouvrage et des matériaux utilisés :

### I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, pour cela ; Les ouvrages et leurs éléments doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée.

A cet effet on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

### I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre travail a pour objectif étude d'un bâtiment à usage d'habitation collective **Rez de chaussée+7 étages et un entre sol** en béton armé.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de **Boumerdes** à la commune de **Tidjelabin**. Il est classé d'après la carte de zonage sismique en zone de moyenne sismique **zone II a** ; selon le règlement parasismique algérien **Article 3.1 RPA 99 version 2003**.

D'après La classification de ces règles, ce bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne **groupe d'usage 2** puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m **Art 3.2 RPA 99 version 2003**.

### I.3. Présentation du bâtiment

- Entre -sol.
- Rez-de-chaussée.
- Sept étages à usage habitation.
- Toiture.
- Cage d'escalier.
- Cage d'ascenseurs

### I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

#### A) Caractéristiques architecturales

Le bâtiment a les dimensions suivantes

##### ➤ En plan :

- La longueur totale.....15.5m
- La largeur totale (entre -sol, rez-de-chaussée) .....24.70m
- La largeur totale des étages courants.....27.45m

##### ➤ En élévation :

- Hauteur (entre -sol, rez-de-chaussée) .....4.08m
- Hauteur des étages courants.....3.06m
- Hauteur d'acrotère.....0.6m
- Hauteur totale sans acrotère.....29,58m
- Hauteur totale y compris l'acrotère.....30,18m

## B) Les éléments structuraux

### ➤ Les planchers

Ce sont des aires, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, Ils forment un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

On distingue deux types de planchers

#### a. Planchers corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé.

#### b. Plancher dalle pleine

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones (balcon et salle machine).

### ➤ Ossature

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portique-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales.

#### a. Portique

C'est une ossature constituée de poteaux et poutres qui doivent être disposés d'une façon à :

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

#### b. voiles

Mur en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal, ils assurent :

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

### ➤ Les escaliers

Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre avec deux volées et un palier inter étage. Ils sont réalisés en béton armé coulés sur place.

➤ **La maçonnerie**

a. Les murs extérieurs

Ils sont réalisés en maçonnerie à double parois séparées par une lame d'air afin d'assurer une isolation thermique.

b. Les murs intérieurs

Ils sont réalisés en simple cloisons en maçonnerie de 10 cm leur fonction principale est la séparation des espaces.

➤ **Le revêtement**

Le revêtement du bâtiment est constitué par

- Carrelage pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Enduit de plâtre de 2 cm pour les murs intérieurs et plafonds.
- Enduit ciment de 3 cm pour crépissages des façades extérieurs.

➤ **Acrotère**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un mur en béton armé d'une hauteur variante entre 60 cm, 100 cm et 10 cm d'épaisseur.

➤ **Cage d'ascenseurs**

C'est un appareil automatique élévateur, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant déplacer des personnes et de matériels en hauteur.

➤ **L'infrastructure**

Les fondations sont des éléments en béton armé ont fonction de :

- ✓ Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- ✓ Limiter les tassements.
- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

**NB :** Le coffrage : On opte pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

## **I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux**

L'objectif de cette partie est de présenter d'abord les principales caractéristiques des matériaux utilisés (béton et acier) qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes (**RPA99/ version 2003**) ainsi que les règles de béton armé aux états limite (**BAEL 91/ modifiée 99**).

### **I.5.1. Béton**

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), avec un liant hydraulique (ciment), et de l'eau de gâchage. Ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement ses performances.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- La résistance et la durabilité.
- Sécurité de la structure.

- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- Il est influencé par les grandeurs suivantes :
  - ✓ Le malaxage (type et la durée).
  - ✓ Le transport (type et le temps écoulé).
  - ✓ La mise en œuvre (compactage).

#### A) Résistance caractéristique du béton :

##### 1- Résistance à la compression $f_{cj}$ : **BAEL91(Article A.2.1.11)**

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

Cette résistance est mesurée sur éprouvettes cylindriques ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasées en compression centrée.

Lorsque  $j \leq 28$  jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

- Bétons de résistance courante :
  - Pour les résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

- Bétons de haute résistance :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

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

-Pour notre projet :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ .

##### 2- Résistance à la traction $f_{tj}$ : **BAEL91(Article A.2.1.12)**

La résistance du béton à la traction à l'âge du  $j$  jours notée  $f_{tj}$  est définie conventionnellement par la formule suivante :

-Pour les résistances  $f_{c28} \leq 60 \text{ MPA}$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

- Pour les résistances  $f_{c28} > 60 \text{ MPA}$

$$f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3}$$

-Pour notre projet :  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$ .

**B) Les 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. Suivant les règles **BAEL91**, on distingue deux états de calculs ;

**1) Etat limite ultime (ELU)**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité **BAEL91(Article A.4.3.41)** il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

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

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, sa formule est donnée comme suite :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

➤  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_b = 1.15$  → situation accidentelle.

$\gamma_b = 1.5$  → situation courante (durable).

➤  $\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement, il est fixé à :

$\theta = 1$  → pour une durée probable d'application de la combinaison d'action considérée supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$  → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$  → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

**2) Etat limite de service ELS : BAEL91 (Article A.4.5.2).**

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaisantes **BAEL91 (Article A.4.5.2)**. on distingue trois états limites :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèches excessives).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).



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

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en MPa}$$

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

### C) Autres caractéristiques

#### ➤ Contrainte tangente conventionnelle

Donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}} \text{ en MPa} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.1.2.1)}$$

$V_u$  : effort tranchant dans la section étudiée (ELU).

$b_0$  : largeur de la section cisailée.

$d_{bc}$  : hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \right\} \rightarrow \text{pour la fissuration peu préjudiciable (peu nuisible) .....1}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \right\} \rightarrow \text{pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable .....2}$$

#### ➤ Module d'élasticité

Le module d'élasticité désigne le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée.

En effet, selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

##### 1) Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de « Young ou déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue ou d'une courte durée d'application.

#### ❖ Module d'élasticité instantané « $E_{ij}$ » BAEL91 (Article 2.1.2.1)

Les contraintes normales d'une durée d'application est inférieure à 24h à l'Age de j (jours).

Le module de déformation longitudinale instantané du béton noté  $E_{ij}$  est égale :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

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

#### ❖ Module d'élasticité différé « $E_{vj}$ » BAEL91 (Article 2.1.2.2).

Les contraintes de longue durée d'application permettent de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

Le module déformation longitudinale différé du béton noté  $E_{vj}$  est égale :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

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

## 2) Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

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

Avec : E : module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

### ❖ Coefficient de poisson BAEL91 (Article A.2.1.3).

Ce coefficient de poisson par définition est un rapport entre les déformations transversales et longitudinales noté " $\nu$ ".

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Conformément au règlement BAEL91 :

À l'ELU :  $\nu = 0$   $\Rightarrow$  calcule des sollicitations (section fissurée à ELU).

À l'ELS :  $\nu = 0,2$   $\Rightarrow$  calcule des déformations (section non fissurée à ELS).

## I.5.2 L'Acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la traction et à la compression.

Leur rôle est de reprendre les effets de traction qui ne peuvent pas être reprise par le béton.

Ils sont caractérisés par leur limite élastique et leur module d'élasticité. En générale les aciers utilisés sont de trois types :

- Les aciers à haute adhérences fe400 et fe500 correspondent à des limites garanties d'élasticités de 400MPa et 500MPa.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

### A) Module d'élasticité BAEL91 CBR93 (Article A.2.2.1).

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale, leur valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier, ci-dessus, nous avons pris la formule suivante :

$$E_s = 210\,000 \text{ MP}$$

### B) Coefficient de poisson des aciers

Le coefficient de poisson des aciers est pris égale à :

$$\nu = 0.3$$

### C) Protection des armatures BAEL91 CBA93 Article (A.7.2.4)

L'enrobage de toute armature (qu'il s'agisse d'une armature longitudinale, d'une armature transversale ou même d'une armature secondaire non calculée), défini comme la distance de l'axe de cette armature au parement le plus voisin, diminuée du rayon nominal de celle-ci, est au moins égal à :

- $C \geq 5$  cm : pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives (cas de certaines constructions industrielles).
- $C \geq 3$  cm pour les parois, coffrées ou non, soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives.
- $C \geq 1$  cm pour les parois situées dans des locaux couverts et clos, et non exposées aux condensations.

### D) Contraintes limites élasticité de l'acier

#### ➤ Contrainte limite à l'ELU BAEL91 (Article A.4 .3.2)

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{pour} \quad \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\%$$

$$\sigma_{st} = E_s \cdot \varepsilon_s \quad \text{pour} \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$$

Nuance de l'acier	Situation courante ( $\gamma_s = 1.15$ )	Situation accidentelle ( $\gamma_s = 1$ )
$f_e = 400$ MPa	$\sigma_{st} = 348$ MPa	$\sigma_{st} = 400$ MPa
$f_e = 500$ MPa	$\sigma_{st} = 452$ MPa	$\sigma_{st} = 500$ MPa

Tableau I.1 limites d'élasticité des aciers utilisés.

#### ➤ Contrainte limite à l'ELS

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. On distingue trois cas de fissurations.

##### ✓ Fissuration peu nuisible BAEL91 (Article A. 4.5.3.2)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

##### ✓ Fissuration préjudiciable BAEL91 (Article A. 4.5.3.3)

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left[\left(\frac{2}{3}\right)f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}\right] \quad \text{en MPa}$$

##### ✓ Fissuration très préjudiciable BAEL91 (Article A 4.5.3.4)

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min[0,5f_e ; 90\sqrt{\eta * f_{tj}}] \quad \text{en MPa}$$

➤ **Le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier :**

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de  $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n= coefficients d'équivalence

$E_s$ = module de déformation de l'acier

$E_b$ = module de déformation du béton

➤ **Hypothèse de calcul :**

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

Les sections droites restent planes après déformations

Il n'y a pas de glissements entre les armatures d'aciers et le béton.

Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance à cause de la faible résistance à la traction.

➤ **diamètre maximal des aciers :**

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h, afin d'améliorer l'adhérence d'acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinal à  $\phi \leq h/10$

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_l ; b_0/10)$$

Avec :  $b_0$  : largeur de l'âme

h : hauteur de la poutre.

**Conclusion :**

A ce niveau on a défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques qu'on va utiliser lors de la construction, on respecte les règles de **BAEL91 modifié 99**, et le règlement Parasismique Algérien (**RPA**).

## II.1 Introduction

Pour assurer une bonne stabilité de l'ouvrage il faut que les éléments de la structure soit pré-dimensionné pour résister aux sollicitations verticales et horizontales, ce dernier se fait conformément aux règlements du BAEL 91 modifier 99, et aux RPA 99 version 2003.

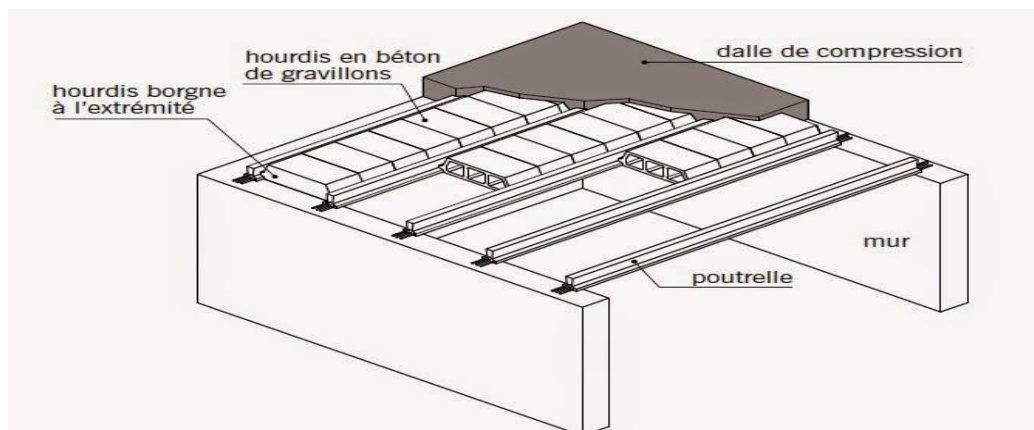
## II.2 Pré-dimensionnement des éléments

### 1. Les planchers

#### 1.1- Plancher à corps creux

Les plancher à corps creux sont composés de 4 éléments principaux

- Corps creux (hourdis)
- Poutrelles en béton armé
- Treilles a soudé
- Dalle de compression



**Figure II.1 : schéma d'un plancher a corps creux**

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante

$$H_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{BAEL 91, modifier 99 ; Art. B.6.5.1})$$

Avec :

H : Hauteur totale du plancher.

Lmax : Portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

### Remarque

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

Pour notre cas :

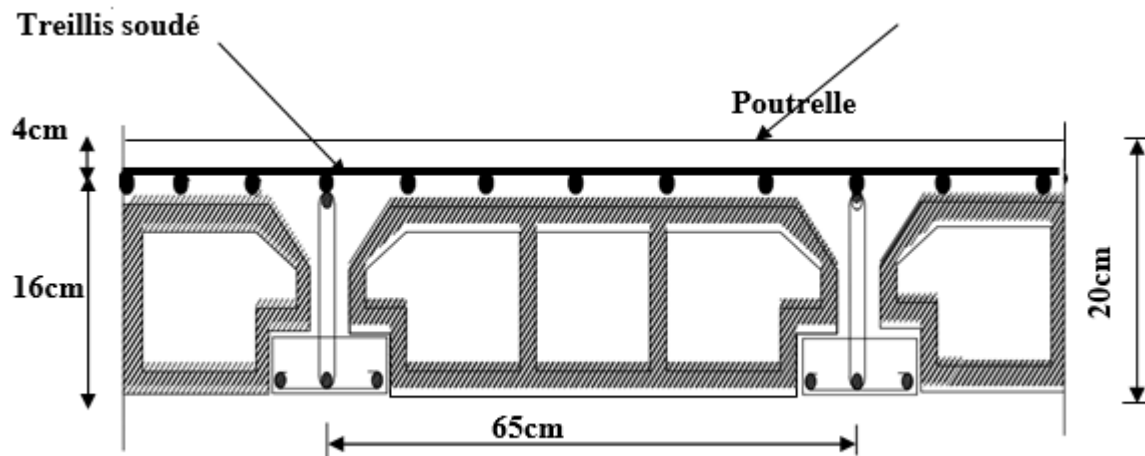
$$H_t = (455 - 25) / 22.5$$

$$H_t = 19.11 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur  $(16 + 4) = 20 \text{ cm}$

16cm : épaisseur du corps creux

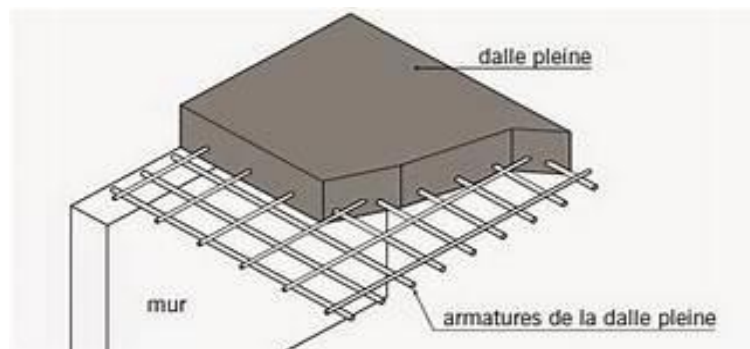
4cm : épaisseur de la dalle de compression.



**Figure II.2 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.**

### 1.2- Plancher en dalle pleine

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



**Figure II.3 : schéma d'un plancher en dalle pleine en BA**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivant

$$e \geq L_0 / 10$$

$L_0$  = portée libre

$e$  = épaisseur de la dalle

$$e \geq 135/10$$

$$e = 13.5 \text{ cm}$$

On opte donc pour une épaisseur de  $e = 15 \text{ cm}$



## 2- Les poutres

La poutre est destinée à supporter les charges d'une partie de la construction, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon RPA99/V2003

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t \end{cases} \quad (\text{BAEL91 modifier 99, Art 4.14})$$

Avec :

$L_{max}$  : Longueur libre entre nus d'appuis

$h_t$  : Hauteur de la poutre.

$b$  : Largeur de la poutre

$$L_{MAX} = 455 - 25 = 430 \text{ cm}$$

$$430/15 \leq H \leq 430/10$$

$$28.66 \leq H_t \leq 43$$

On prend  $h = 40 \text{ cm}$

$$0.3 \cdot 40 \leq b \leq 0.7 \cdot 40$$

$$12 \leq b \leq 28$$

On prend  $b = 30 \text{ cm}$

### Remarque

On prend le même dimensionnement (30 x 40) pour les poutres principales et les poutres secondaire parce que les longueurs entre nus d'appuis sont approximativement les mêmes selon X et Y. Elles sont de  $L=435 \text{ cm}$  et  $L=430 \text{ cm}$

### Vérifications relatives aux exigences du RPA de l'article (Art 7.5.1 RPA99version2003)

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 40 > 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition Vérifiée.}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 40 > 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition Vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots 40/30 = 1,33 < 4 \quad \longrightarrow \quad \text{condition Vérifiée.}$$

**CONCLUSION :**

**Donc on adopte : PP et PS (30 x 40) cm<sup>2</sup>**

**3- Les poteaux**

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement soit carrée ou rectangulaires.

Leur pré dimensionnement se fait à l'état ultime de service en compression

La section du poteau à déterminer est celle du poteau le plus sollicité, cette section est donner par la relation suivante :

$$\begin{aligned} \rightarrow \frac{N_s}{S} \geq \sigma_{bc} &\longrightarrow S \leq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \\ \sigma_{bc} &= 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

**Remarque**

L'effort normal « Ns » sera déterminer à partir de la descente de charge, on aura donc d'abord à déterminer les charges et surcharge des différents niveau.

**1- Déterminer les charges et surcharge d'exploitation**

Pour déterminer les valeurs des charge permanentes et surcharge d'exploitation des différents éléments on se refaire au document technique réglementaire (**DTR B.C 2.2**)

**a- Charge permanente****i. Plancher terrasse**

Eléments	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge permanente Gi (kN/m <sup>2</sup> )
Gravier	17	0.05	0.85
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Hourdis et table de compression	/	0.2	2.85
isolation thermique	4	0.04	0.16
Enduits sous plafonds	10	0.02	0.2
Béton en pente	22	0.10	2.2
<b>Total</b>			<b>6.38</b>

**Tableau II-1 : charge permanente du plancher terrasse**

**ii. Plancher de l'étage courant**

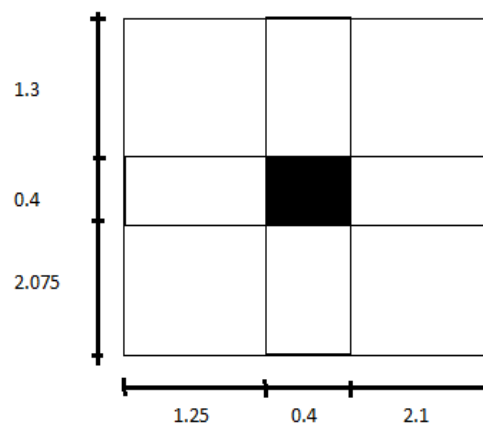
Éléments	Poids volumiques (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge permanente (kN /m <sup>2</sup> )
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier	22	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Corps creux et dalle de compression	/	0.2	2.85
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons de séparation	/	10	1
<b>Total</b>			<b>5.25</b>

**Tableau II-2 : charge permanente du plancher étage courant****b- Surcharge s'exploitation**

Éléments	Surcharge d'exploitation Q
Acrotère	1
Terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant et	1.5
Plancher RDC et entre sol	1.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

**Tableau II-3 : charge d'exploitation des différents éléments****2- Le poteau le plus sollicité**

C'est le poteau au croisement des portiques (D) et (2) comme le montre la figure si dessous :

**Figure II.4 : schéma du poteau le plus sollicité**

**1- Calcule de la surface supportée par le poteau le plus solliciter**

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (1.25 \times 2.075) + (1.25 \times 1.3) + (2.1 \times 2.075) + (2.1 \times 1.3)$$

$$S = 11.30 \text{ m}^2$$

- **Poids revenants à chaque plancher**

**Plancher terrasse**

$$P = G \times S$$

$$P = 6.38 \times 14.15$$

$$P = 90.27 \text{ kN}$$

**Plancher étage courant**

$$P = 5.25 \times 14.15$$

$$P = 74.28 \text{ kN}$$

- **Poids revenants aux poutres**

**Poutres principales**

$$P = (40 \times 30) \times 25 \times 4.60$$

$$P = 13.8 \text{ kN}$$

**Poutres secondaires**

$$P = (40 \times 30) \times 25 \times 4.55$$

$$P = 13.65 \text{ kN}$$

$$PP + PS = 13.8 + 13.65 = 27.45 \text{ kN}$$

- **Poids revenants aux poteaux**

**Poteaux étage courant**

$$P = (40 \times 40) \times 25 \times 3.06$$

$$P = 12.24 \text{ kN}$$

**Poteaux RDC + Entre-sol**

$$P = (40 \times 40) \times 25 \times 4.08$$

$$P = 16.32 \text{ kN}$$

**Surcharge d'exploitation**

$$\text{Plancher terrasse} : 1 \times 11.30 = 11.30 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher étage courant} : 1.5 \times 11.30 = 16.95 \text{ kN}$$

$$\text{RDC + Entre-sol} : 1.5 \times 11.30 = 16.95 \text{ kN}$$

### 3- Dégression verticale des surcharges d'exploitation

Le document technique réglementaire (**DTR. B.C.2.2**) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les planchers. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i, \text{ Pour } n > 5$$

Avec :

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage  $i$

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

$Q_n$  : surcharge d'exploitation à l'étage «  $n$  » en tenant compte de la dégression des surcharges

#### -coefficient de dégression des charges

Niveau x	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,66

Avec :  $Q_0 = 1.00 \times 11.30 = 11.30\text{kN}$

$Q_1=Q_2=\dots\dots\dots=Q_7 = 1.5 \times 11.30 = 16.95\text{kN}$

Plancher terrasse = 11.30kN

7<sup>ème</sup> :  $Q_0 + Q_1 = 28.25\text{kN}$

6<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 43.505\text{kN}$

5<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 57.065\text{kN}$

4<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 68.93\text{kN}$

3<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 79.1\text{kN}$

2<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 87.575\text{kN}$

1<sup>ème</sup> :  $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 96.016\text{kN}$

Entre-sol :  $Q_0 + 0.66(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) = 111.983\text{kN}$

	Poids des planches	Poids des poutre	Poids des poteaux	G <sub>total</sub>	G <sub>cumulé</sub>	Q <sub>i</sub>	Q <sub>c</sub>	Effort Normaux N=G+Q (kN)	Section Trouvé e	Section adoptée
Ter	96.64	27.45	00.00	124.09	124.09	11.30	11.30	135.39	90.26	/
7	80.08	27.45	12.24	119.77	243.86	16.95	28.50	272.36	181.57	35*35
6	80.08	27.45	12.24	119.77	363.63	16.95	43.505	407.13	271.42	35*35
5	80.08	27.45	12.24	119.77	483.4	16.95	57.065	540.46	360.31	35*35
4	80.08	27.45	12.24	119.77	603.17	16.95	68.93	672.1	448.06	40*40
3	80.08	27.45	12.24	119.77	722.94	16.95	79.1	802.04	534.68	40*40
2	80.08	27.45	12.24	119.77	842.71	16.95	87.575	930.28	620.19	40*40
1	80.08	27.45	12.24	119.77	962.48	16.95	96.016	1058.4	705.66	45*45
RDC	80.08	27.45	16.32	123.85	1086.3 3	16.95	104.457	1190.7	793.85	45*45
Entre- sol	80.08	27.45	16.32	123.85	1210.1 8	16.95	111.983	1322.1	881.44	45*45

Tableau II-4 : récapitulatif des sections des poteaux

#### 4- Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant

Il convient de vérifier pour les portiques participants au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1,25.

On a :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|) \dots\dots\dots \text{RPA99 version 2003(Art 7.6.2)}$$

Avec :  $M_n$  et  $M_s$  : moments fléchissant résistants dans les poteaux

$M_w$  et  $M_e$  : moments fléchissant résistant dans les poutres

Et Comme on ne connaît pas le moment on peut l'approcher par :

$$\sigma = M_v / I$$

$$\text{donc : } M = (\sigma \cdot I) / v$$

$$(\sigma \cdot I_{\text{pot}}) / v + (\sigma \cdot I_{\text{pot}}) / v \geq 1,25 ((\sigma \cdot I_{\text{poutre}}) / v + (\sigma \cdot I_{\text{poutre}}) / v)$$

$$I_{\text{pot}} \geq 1,25 I_{\text{poutre}}$$

- Poutres principales (30 x40)

$$I_{\text{poutre}} = (0.30 \times 0.4^3) / 12 = 1.6 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\text{Et : } I_{\text{pot}} = a^4 / 12 \geq 1.25 I_{\text{poutre}} = 1.25 (1.6 \times 10^{-3}) = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$a \geq \sqrt[4]{(12 \times 2 \times 10^{-3})} = 0.381 \text{ m} \quad \text{on prend : } a = 45 \text{ cm}$$

On opte donc pour des dimensions suivantes :

Etages	Section en m <sup>2</sup>
Entre-sol, RDC et 1 <sup>ère</sup>	45x45
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	40x40
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>	35x35

**Tableau II-5 : dimension des poteaux**

### 5- Vérification des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003


Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (RPA99version2003 /A.7.4.1)


a).  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  en zone II a.

b).  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h/e$

c).  $1/4 < b_1/h_1 < 4$

✓ Poteaux des étages courants (5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>) étage : poteau (35x35)


a)  $\text{Min}(35,35) \geq 25 \text{ cm}$   **vérifiée**

b)  $\text{Min}(35,35) \geq 306/25 = 12.24 \text{ cm}$   **vérifiée**

c)  $1/4 < b_1/h_1 = 1 < 4$   **vérifiée**

✓ Poteaux des étages courants (2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>) étage : poteau (40x40)


a)  $\text{Min}(40,40) \geq 25 \text{ cm}$   **vérifiée**

b)  $\text{Min}(40,40) \geq 306/25 = 12.24 \text{ cm}$   **vérifiée**

c)  $1/4 < b_1/h_1 = 1 \leq 4$   **vérifiée**

✓ Poteaux de l'entre-sol, RDC et 1<sup>ère</sup> étage : poteau (45x45)

a)  $\text{Min}(45,45) \geq 25 \text{ cm}$   **vérifiée**

b)  $\text{Min}(45,45) \geq 306/25 = 12.24 \text{ cm}$   **vérifiée**

c)  $1/4 < b_1/h_1 = 1 \leq 4$   **vérifiée**

## 6- Vérification de la résistance des poteaux au flambement (BAEL91modifié99 Art B.8.4.1)

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

Pour qu'il n'y ait pas de flambement il faut que l'élancement  $\lambda \leq 50$

$$\lambda = L_f / i$$

Avec :

$L_f$  : longueur de flambement, qui égale à  $L_f = 0,7 L_0$

$L_0$ : portée réelle du poteau (Hauteur libre).

$i$  : rayon de giration, 
$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Avec :

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

$A$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ )

$$i = \sqrt{(I/A)} = \sqrt{(bh^3) / 12bh} = \sqrt{(h^2/12)} = h/3.46$$

$$\lambda = L_f / i = (0.7L_0 \times 3.46) / h = (2,422L_0) / h$$

✓ Poteaux de section (35x35) :

$$\lambda = 2,422 \times 3,06 / 0,35 = 21.17 \leq 50 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

✓ Poteaux de section (40x40) :

$$\lambda = 2,422 \times 3,06 / 0,40 = 18.52 \leq 50 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

✓ Poteaux de section (40x40) :

$$\lambda = 2,422 \times 3,06 / 0,45 = 16.46 \leq 50 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

## 4- Les voiles

Un voile en béton armé est une structure spatiale dont l'épaisseur est très faible par rapport aux deux autres dimensions.

D'après le (RPA99version2003 Article7.7.1) Les éléments satisfaisants la condition ( $L_{min} \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :

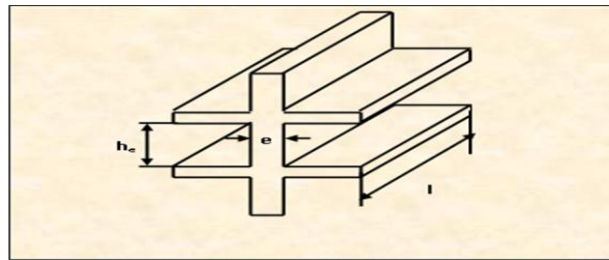
$L_{min}$  : Longueur minimale du voile.

$e$  : épaisseur du voile.



L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage avec une valeur minimale exigée par le même article de 15cm, et de conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

- **Forme U**  $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{25}$
- **Forme T et L**  $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22}$
- **Forme rectangulaire**  $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20}$



**Figure II.5 : coupe du voile en élévations**

Dans notre cas la hauteur de l'étage la plus grande est de  $H_{\text{étage}} = 4.08\text{m}$ .

$H_{\text{voile}} = 408 - 20$  (hauteur de l'étage max – l'épaisseur du plancher)

$H_{\text{voila}} = 388 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de  $e = 20 \text{ cm}$

- **Vérification aux exigences du RPA**

$$L_{\min} \geq 4e$$

$$315 \geq 4 \times 20$$

$$315 \geq 80 \text{ cm}$$

$$L_{\min} \geq 4e \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

### II.3 CONCLUSION :

Pré dimensionnement du plancher  $h_t = 25 \text{ cm}$

Pré dimensionnement des dalle pleine (balcon) :  $e = 15 \text{ cm}$

Pré dimensionnement des poutres (principales et secondaires) :  $(30 \times 40) \text{ cm}$

Pré dimensionnement des voiles :  $e = 20 \text{ cm}$

Pré dimensionnement des poteaux :

Entre sol, RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	$\longrightarrow$	45x45
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	$\longrightarrow$	40x40
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	$\longrightarrow$	35x35

Tous les pré dimensionnements fait dans Ce chapitre sont conformes à l'exigence du BAEL et du RPA.

### III.1 Introduction

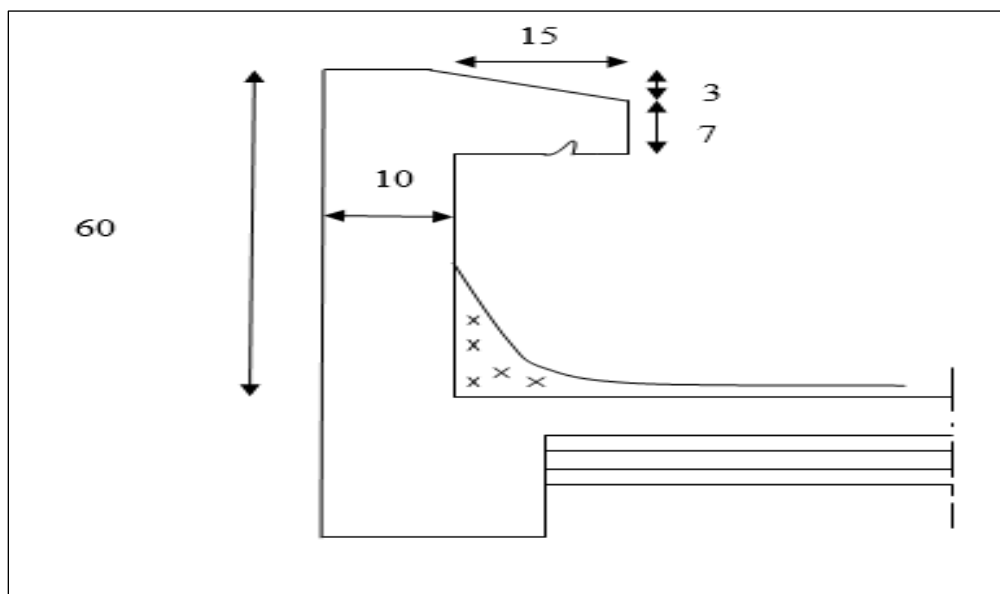
Dans ce chapitre nous allons procéder l'étude des éléments du bâtiment qui contrairement aux poutres, poteaux et voiles peuvent être isolés et calculer séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent.

Le calcul se basera sur les règles en vigueur du **BAEL 91 (modifié 99) et le RPA (version 2003)**.

#### 1- Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé destinée à assurer la sécurité au niveau de la terrasse. C'est un élément secondaire de la structure assimilée à une console encastree au niveau du plancher du dernier étage, il est soumis à l'effort ( $G$ ) dû à son poids propre, et un effort latéral ( $Q=1\text{KN/ml}$ ) dû à la main courante, engendrant un moment de renversement ( $M$ ) dans la section d'encastrement.

Ce dernier est exposé aux intempéries donc les fissurations sont considérées comme préjudiciable.



**Figure III.1.1 : section transversale de l'acrotère**

Avec  $h=60\text{cm}$  et  $h_0=10\text{cm}$

#### 1-1 Détermination des sollicitations

- Poids propre:  $G = \rho \times S$

Avec :  $\rho$  = masse volumique ;  $S$  = section longitudinale

$$G = 25[(0.6 \times 0.1) + 0.15 \times 0.1] - (0.03 \times 0.15) / 2$$

$$G = 1.819 \text{ kN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.00 \text{ kN /ml}$
- Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1.819 \text{ kN}$

- Effort tranchant du a la main courante Q :  $T_Q = Q \times 1\text{ml} = 1.00 \text{ kN}$
- Moment fléchissant maximal dû à la surcharge Q

$$M_Q = T \times H = Q \times 1\text{ml} \times H = 1.00 \times 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$$

## 1-2 Combinaison des charges

- A l'ELU

La combinaison de charge est : **1.35G + 1.5Q**

Effort normal du a G

$$N_u = 1.35 \times G$$

Moment de flexion du a Q

$$M_u = 1.5 \times M_Q$$

-Effort tranchant

$$T_u = 1.5Q$$

- A l'ELS

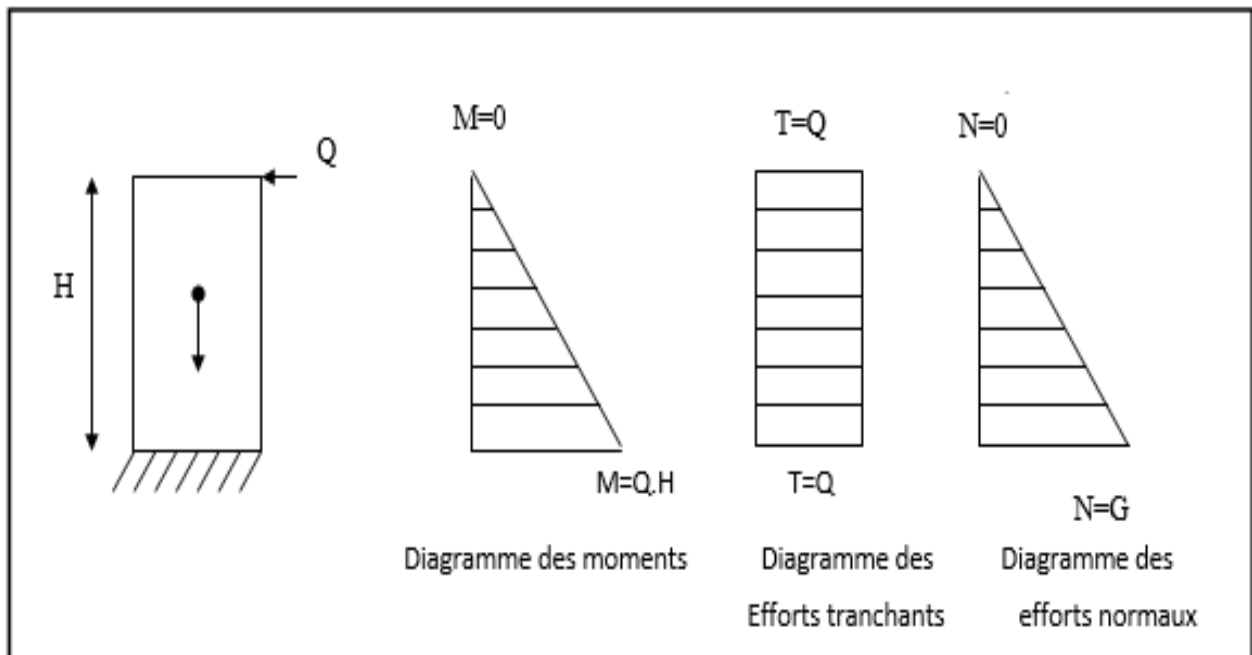
La combinaison de Charge est: **G + Q**

Effort normal du a G:  $N_u = G$

Moment de Flexion du a Q:  $M_q = Q$

Effort tranchant :  $T_u = T$

Combinaison	ELU	ELS
Effort normal	2.445	1.819
Moment de flexion	0.9	0.6
Effort tranchant	1.5	1.5



**Figure III.1.2 : schéma statique des diagrammes des sollicitations**

### 1-3 Ferrailage de l'acrotère

Pour déterminer les armatures ont procédé par la méthode de calcul de flexion composée, sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  qui sert à déterminer la section des armature fictif  $A_f$ , il sera donné en mètre linéaire, pour le calcul en considère une section ( $b \times h$ ). Le calcule se fera fait à L'ELU et les vérifications a l'ELS.

#### Calcul des armatures à l'ELU

##### - Position du centre de pression à l'ELU

H : Epaisseur de la section : 10 cm

b : Largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 3 cm

d = h - c = 10 - 3 = 7 cm (Hauteur ultime).

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.455} = 0.366m = 36.6cm \geq \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm$$

$$36.6 \text{ cm} \geq 2cm$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

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

- **Calcule en Flexion simple**

• **Moment fictif**

$$M_f = N_u \cdot e_f = N_u \cdot \left( e_u \cdot \frac{h}{2} - c \right) = 2.455 \cdot \left( 0.36 \frac{0.10}{2} - 0.03 \right) = 0.597 \text{ kN.m}$$

• **Moment réduit**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.957 \cdot 10^2}{100 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.013$$

$$\mu = 0.013 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

Les armatures comprimé ne sont pas necessaire ( $A_{sc}=0$ ) on adopter les armatures de répartition.

$$\mu = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.994$$

• **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.957 \times 10^{-2}}{0.994 \times 7 \times 384 \times 10^{-1}} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Calcul en flexion composée**

La section réelle des armatures

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.455 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.32 \text{ cm}^2$$

**1-4 Vérification a l'ELU**

**a) - Vérification de Condition de non fragilité (article 4.2.2/BAEL 91)**

Le ferrailage de l'acrotère soit satisfaire la CNF  $A_s \geq A_{\min}$

$$A_s = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right] = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \frac{0.23 - 0.445 \times 7}{0.23 - 0.185 \times 7} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.31 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :** La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :  $A_{\min}$  pour le ferrailage

$$A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{\text{adopté}} = \mathbf{4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2}$  avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$

- Armatures de répartition

$$\text{Ar } \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,505 \text{ cm}^2 \text{ Soit } \mathbf{4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2} \text{ avec un espacement } S_t = 25\text{cm}$$

### ➤ Vérification de l'écartement dans les barres

#### 1-Armature verticale

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min (30,33) = 30\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 30\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### 2-Armature de répartition

$$S_t \leq \min (4h ; 45\text{cm})$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 40\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### b) - Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1.1 / BAEL 91)

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$V_u$  : effort tranchant a l'ELU avec  $V_u = 1.5Q = 1.5\text{kN}$

$b$  : largeur de la bande considéré ;  $d$  : hauteur utile de la section

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est préjudiciable le BAEL impose

$$t_u \leq \min \left( 0,15 \times \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$0,021 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement  $\Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

Le béton armé est une structure composée en acier et béton qui travaille ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux, pour cela le BAEL exige que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (Acier de haute adhérence)} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,04} = 0,237 \text{ MPa.}$$

$$\sum u_i : \text{somme des périmètres des barres. } \sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,04 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d)- Ancrage des barres vertical (BAEL 91, révisé 99-art 6.1.1)**

La longueur de scellement droit « Ls » est :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm ; Soit : } L_s = 30 \text{ cm.}$$

**1-5 Vérification à l'ELS**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable. Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

- Dans les aciers :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
- Dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**a) - Vérification de la contrainte dans l'acier**

La fissuration est considérée préjudiciable donc

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3f_e} ; 110\sqrt{nf_{t28}} \right] \text{ Avec (n= 1.6 coefficient de fissuration)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times 400, 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [266,66 ; 201,63]$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100A_s}{b \times d} = 100 \times \frac{2,01}{100 \times 7} = 0,287 \text{ donc } \beta_1 = 0,914$$



$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 10^3}{0.914 \times 7 \times 2.01} = 46.65 \text{ MPa}$$

$$46.65 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b) - Vérification de la contrainte du béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b \times d} = 100 \times \frac{2.01}{100 \times 7} = 0.287 \text{ donc } \beta_1 = 0.914$$

$$K = 44.52$$

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 10^3}{0.914 \times 7 \times 2.01} = 46.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{46.65}{44.52} = 1.04$$

$$1.04 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifier}$$

**c)- Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99. Art 6.2.3)**

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

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

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

$$\Rightarrow A = 0.15 \quad (\text{RPA99, art 4.2.3 tableaux 4-1})$$

$C_p$  : Facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8 en prend ( $C_p = 0.8$ )

$W_p$  : Poids de l'acrotère = 1.819 kN/ml

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.819 = 0.873 \text{ kN} < Q = 1 \text{ kN/ml}$$

$F_p$  est inférieure à la charge de la main courante (1 kN) donc la suite des calculs sont moins défavorables.

**Conclusion**

La condition étant vérifiée donc l'acrotère sera calculé avec un effet horizontal supérieure à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile on adopte donc le ferrailage précédemment calculer c'est-à-dire :

Armature principale : **4HA 8** avec  $s_t = 20 \text{ cm}$

Armature secondaire : **4HA 8** avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

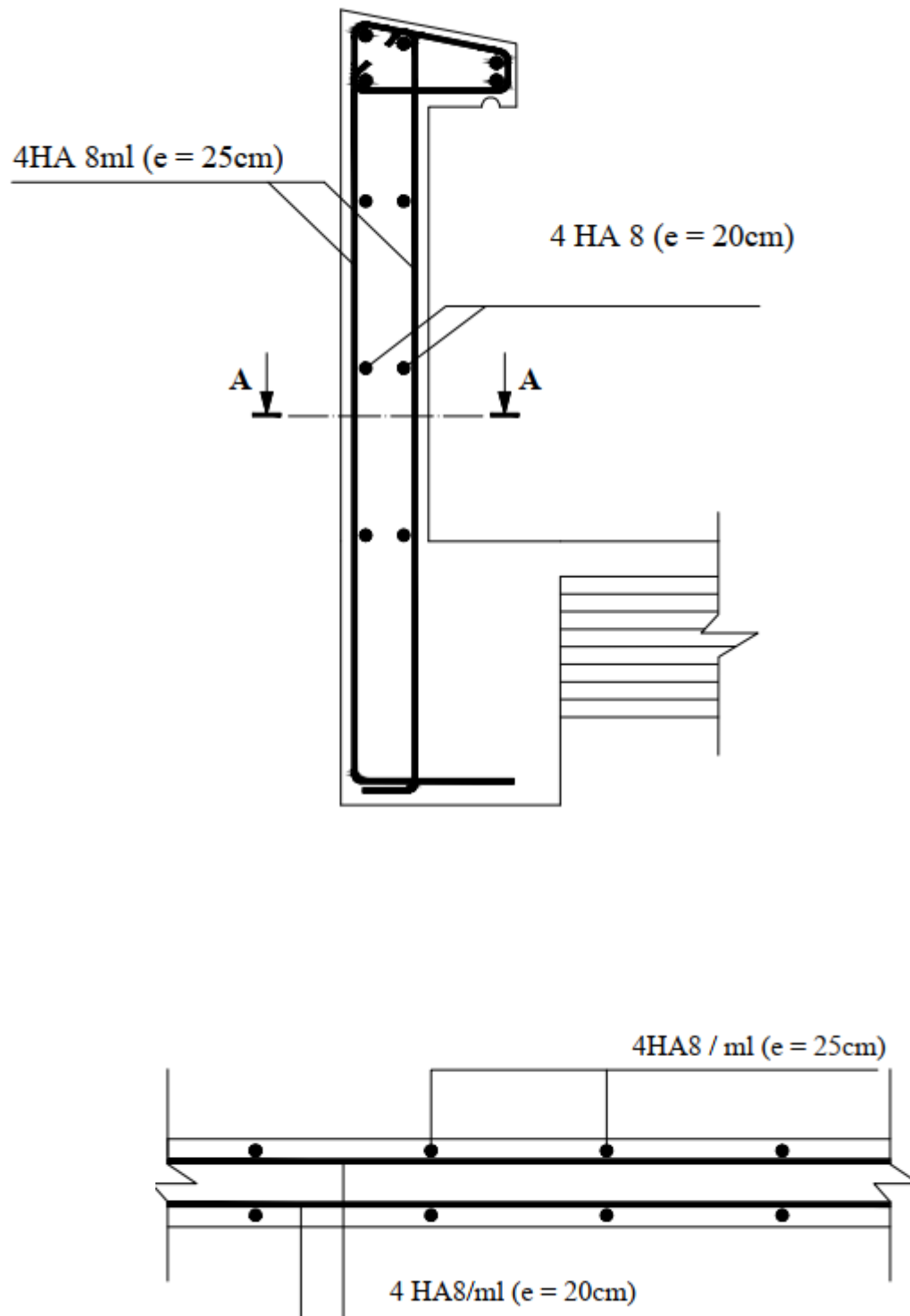


Figure III.1.3 : ferrailage de l'acrotère

## 2- Les escaliers

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marche et paliers) permettant dans une construction de passer à pieds d'un étage à l'autre. Ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Notre bâtiment est composé de deux types d'escalier

- Escalier du RDC et entre sol hauteur de l'étage 4.08m
- Escalier de l'étage courant hauteur de l'étage 3.06m

Les escaliers sont définis par les dimensions suivantes :

$g$  : giron.

$h$  : hauteur de la contre marche

$e_p$  : épaisseur de la paillasse

$H$  : hauteur de la volée

$L$  : longueur de la paillasse

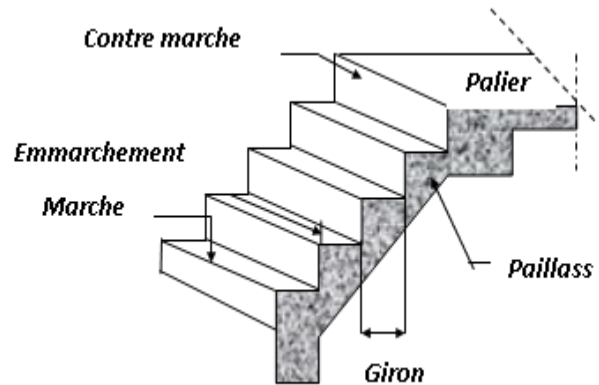


Figure III.2.1 : escalier d'étage

L'escalier de notre immeuble est un escalier droit conçu en béton armé coulé sur place, La paillasse assimilée dans le calcul à des poutres isostatiques.

Nous calculerons l'escalier du RDC et entre sol et nous adopterons le même ferrailage pour les escaliers des étages :

### Dimensionnement

Pour le dimensionnement des marches ( $g$ ) et contre marche on utilise la formule de **BLONDEL**

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

On a aussi :  $16.5 \leq h \leq 17.5$  cm

- On opte pour  $h=17$  cm
- Donc  $g=30$  cm
- Nombre de contre marche pour l'étage courant :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18, \text{ soit } 9 \text{ contre marche}$$

- Nombre de marche m

$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  soit 8 marches

- Nombre de marche pour le RDC et entre sol

$n = \frac{408}{17} = 24$ , soit 12 contre marche.

On a deux volé par étage donc la hauteur du volé est de

- Pour l'étage courant  $H_{\text{volé}} = \frac{306}{2} = 153\text{cm}$
- Pour le RDC et l'entre sol  $H_{\text{volé}} = \frac{408}{2} = 204\text{cm}$
- Longueur de la ligne de foulée l'étage courant :  $l = g(n-1) = 30 \times 8 = 240$
- L'inclinaison du paillasse de l'étage courant

$$\text{tg} \alpha = \frac{153}{240} = 0.6375 = 32.52^\circ$$

- Longueur de ligne de foulée du RDC et de l'entre sol :  $l' = g(n-1) = 330$
- L'inclinaison du paillasse pour le RDC et entre sol

$$\text{tg} \alpha = \frac{204}{330} = 0.618 = 31.71^\circ$$

- Longueur du paillasse du l'étage courant :  $L = 153 / \sin \alpha = 2.85\text{m}$
- Longueur du paillasse du RDC et l'entre sol :  $L' = 204 / \sin \alpha' = 3.88\text{m}$
- Epaisseur du paillasse :

Est comprise entre

$$L/30 \leq e_p \leq L/20$$

Avec :  $L = L' + 1.5$  (1.5 est la longueur du palier)

Pour l'étage courant :  $L = 2.85 + 1.25 = 4.1\text{m}$

$$14.5 \leq e_p \leq 21.75$$

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

Pour le RDC et l'entre sol :  $L = 3.88 + 1.25 = 5.13\text{m}$

$$17.93 \leq e_p' \leq 26.9$$

On prend  $e_p' = 20\text{cm}$

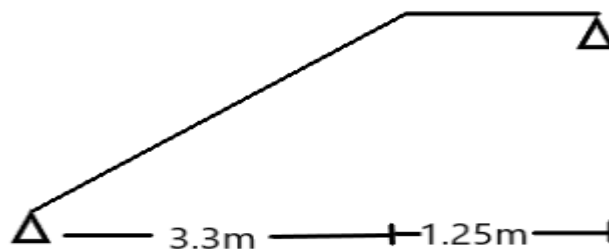


Fig. III.2.2. Schéma correspond à la volée de l'escalier

### Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple pour 1ml d'emmarchement pour une bande d'1m de projection horizontale

#### a- Détermination des charges et surcharge d'exploitation

- Le palier :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Mortier on pose	2	22	0.44
Dalle pleine en BA	20	25	5
Enduit ciment	2	18	0.36
		G	5.56

- Volé du RDC et entre sol :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Mortier en pose	2	22	0.44
Palliasse	$E_p/\cos\alpha=0.2$	25	5
Enduit ciment	2	18	0.36
Garde-corps	/	/	0.2
Marche	17/2	25	2.125
		G	9.105

La surcharge d'exploitation du palier et de la volé est de  $Q=2.5\text{kN/m}^2$

#### b- Combinaisons de charges

Pour déterminer les efforts dans la volé, en fera référence au lois d RDM en prenons la volé comme une poutre isostatique partiellement encastré en appuis

$$L'ELU : 1.35G + 1.5Q$$

$$L'ELS : G + Q$$

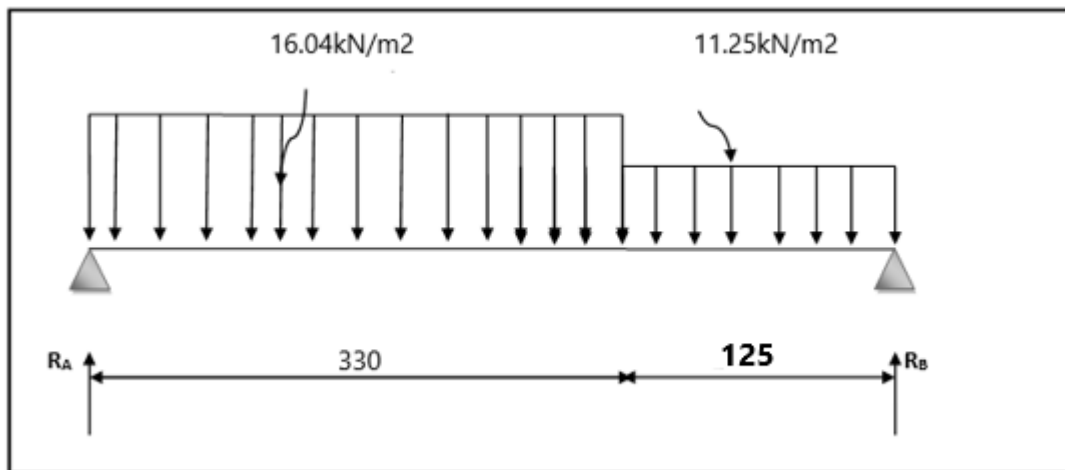
	L'ELU	L'ELS
Volé	16.04	11.605
Palier	11.25	8.06

### 2.1- Calcul des moments et des efforts tranchants a l'ELU

Déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on

Calcule d'abord les réactions d'appuis avec les formules du RDM

Calcule des réactions d'appuis :



**Figure III.2.3 : schéma statique de calcul a l'ELU**

1- Calcule des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 16.04 \times 3.3 + 11.25 \times 1.25$$

$$R_A + R_B = 66.99$$

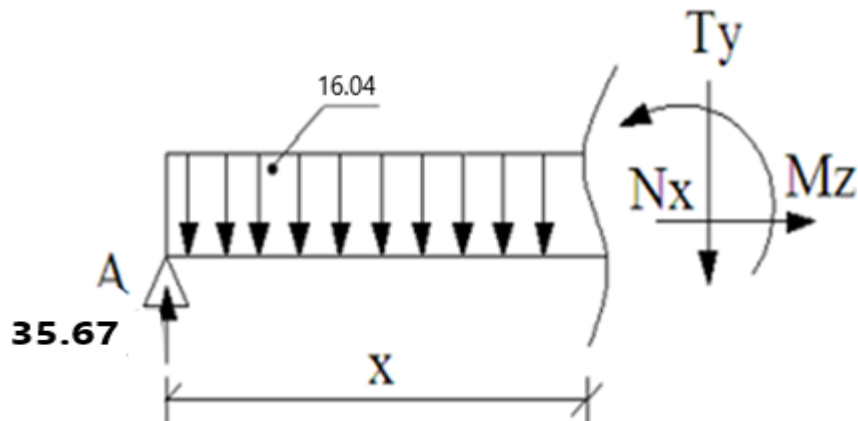
$$\sum M_A = 0 \rightarrow R_B = \frac{\left(16.04 \times \frac{3.3^2}{2}\right) + \left[11.25 \times 1.25 \times \left(3.3 + \frac{1.25}{2}\right)\right]}{(3.3 + 1.25)}$$

$$R_B = 31.32 \text{ kN}$$

$$R_A = 35.67 \text{ kN}$$

2- Calcule des efforts internes :

Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 3.3$

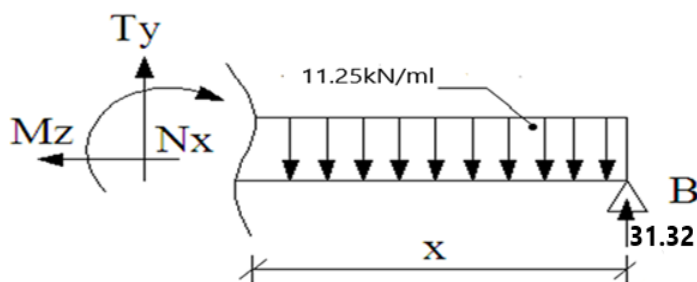


$$\sum F_{/yy} = 0 \rightarrow T = 35.67 - 16.04X$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow M = 35.67X - 16.04X^2/2$$

X(m)	Ty (kN)	Mz(kN.m)
0	35.67	0
3.3	-17.26	30.37

Tançons 2 :  $0 \leq x \leq 1.25$



$$\sum F_{/yy} = 0 \rightarrow T = -31.32 + 11.25X$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow M = -11.25 \frac{x^2}{2} + 31.32X$$

X(m)	Ty (kN)	Mz(kN.m)
0	-31.32	0
1.5	-17.25	30.36

Calcul de  $M_{\max}$  :

$$DM_z/dx = -T_y \text{ donc } T_y=0 \quad M_z = M_{\max}$$

$$T_y = -16.04x + 35.67$$

$$\longrightarrow x = 2.22\text{m}$$

$$M_z(2.24) = 35.67 (2.22) - 16.04 (2.22)^2 / 2$$

$$M_z = 39.66\text{kN.m}$$

**Remarque :**

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{z \max}$  aux appuis et en travée 0,3 et 0,85 respectivement.

3- **Aux appuis :**  $-0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 39.66 = -11.89\text{kN.m}$

4- **En travée :**  $0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 39.66 = 33.71\text{kN.m}$

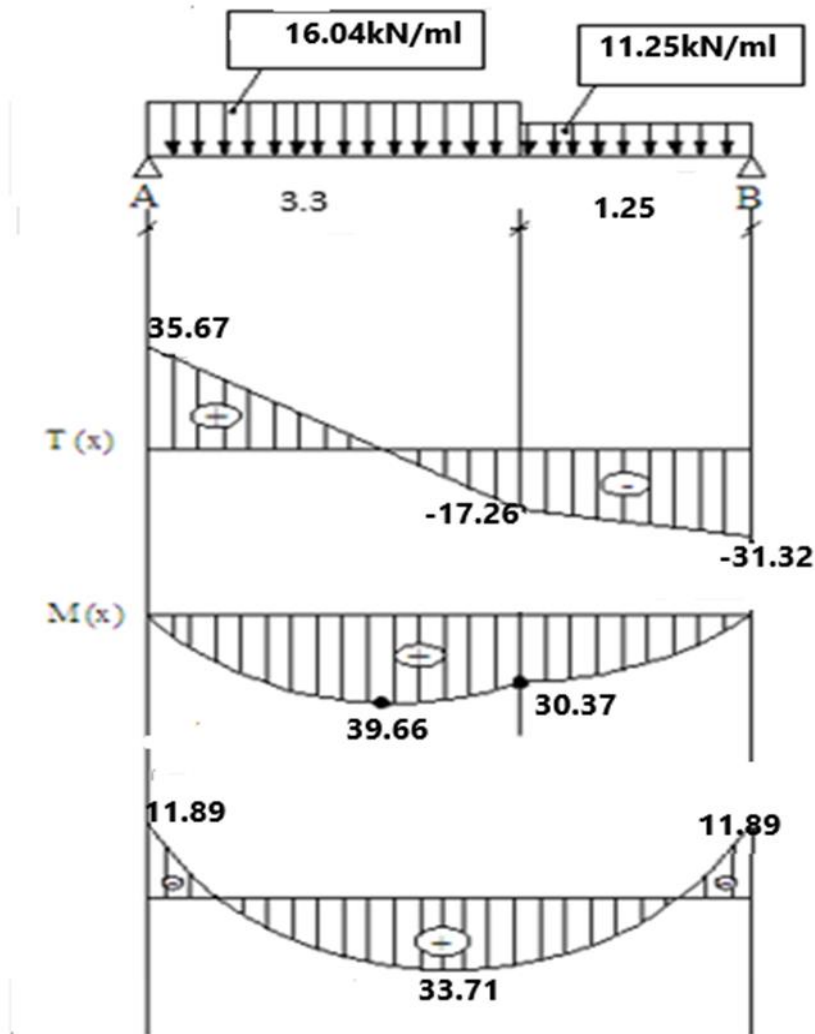


Figure III.2.4 : diagramme des efforts interne à l'ELU



## 2.2- Calcul du ferrailage à l'ELU

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédents :

Avec  $B=100\text{ cm}$ ,  $c=2\text{ cm}$ ,  $d=18\text{ cm}$

### 1- Armature longitudinale

- Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.89 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.025$$

$$\mu_a = 0.025 \leq \mu_l = 0.392 \dots \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.026 \longrightarrow \beta = 0.987$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times f_u} = \frac{11.89 \times 10^6}{0.987 \times 180 \times 384} = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA10/ml} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec :  $St = 25\text{ cm}$

- En travée

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{33.71 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.073$$

$$\mu_t = 0.073 \leq \mu_l = 0.392 \dots \text{SSA.}$$

$$\mu_t = 0.073 \longrightarrow \beta = 0.962$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times f_u} = \frac{33.71 \times 10^6}{0.962 \times 180 \times 384} = 5.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA14/ml} = 6.15 \text{ cm}^2 \text{ avec } St = 25\text{ cm}$$

### 2- Armatures de répartition

- Aux appuis

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \mathbf{4HA8/ml} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2} \text{ avec } St = 25\text{ cm}$$

- En travée

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \mathbf{4HA8/ml} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2} \text{ avec } St = 25\text{ cm.}$$

### 2.3- Vérification a L'ELU

#### a- Condition de non fragilité (BAEL 91/ ArA.4.2.1)

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

#### 5- En travée :

$$A_{st} = 6.15 \text{ cm}^2 \geq 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

#### 6- Aux appuis :

$$A_{sa} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

#### b- Espacement des barres (BAEL91 /art A8.2.42)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas Dépasser les valeurs suivantes :

##### ➤ Armatures principales

$$St \leq \text{Min} (3h; 33\text{cm}) = \text{Min} (60 \text{ cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Aux appuis : } St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \\ \text{-En travée : } St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \end{array} \right\} \text{condition vérifier.}$$

##### ➤ Armatures secondaires

$$St \leq \text{Min} (4h; 45\text{cm}) = \text{Min} (80\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Aux appuis : } St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \\ \text{-En travée : } St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \end{array} \right\} \text{condition vérifier.}$$

#### c- Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91/artA5.2.2)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{35.67 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$t_u = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

**d- Influence de l'effort tranchant (BAEL91/art A5.1.313)**

- Influence sur le béton  
On doit vérifier que

$$T_{u_{\max}} < T_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_s}$$

$$\left. \begin{array}{l} T_{u_{\max}} = 35.67 \text{ KN} \\ T_u = 10800 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ condition vérifier}$$

- Influence sur l'acier  
On doit vérifier que

$$A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e}$$

$$A_s \geq (35.67 + 11.89/(0.9 \times 18)) \times 1.5/400$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 0.136 \text{ cm}^2$$

**e- Vérification de l'adhérence et l'entraînement des barres**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{y_{\max}}}{0.9d \sum u_i}$$

$$\text{Avec } \sum u_i = n \phi \pi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35.67 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.77 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifier}$$

Pas de risque d'entraînement pas de barres longitudinales.

**f- Encrage des barres aux appuis**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

Les règles de (**BAEL91 modifié99**) admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0,4l_s$  pour les aciers HA

$$L_a = 0,4L_s = 0,4 \times 35,21 = 14,08$$

Soit  $L_a = 20\text{cm}$

#### 2.4- Calcul des moments et des efforts tranchants a l'ELS

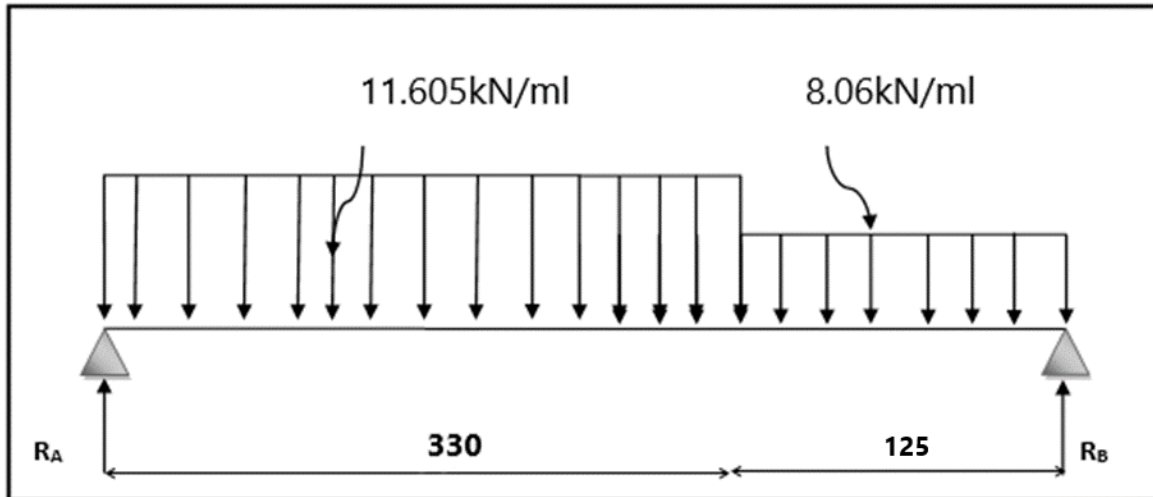


Figure III.2.5 : schéma statique de calcul a l'ELS

##### a- Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 11,605 \times 3,3 + 8,06 \times 1,25$$

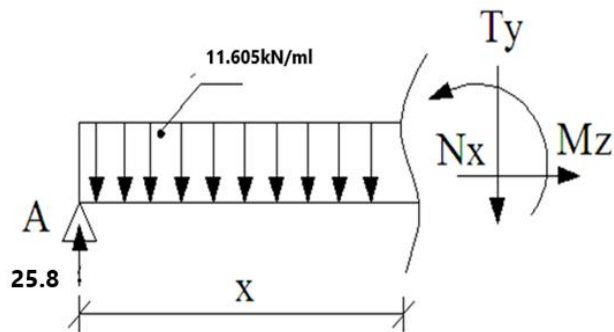
$$R_A + R_B = 48,37$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B = \frac{\left(11,605 \times \frac{3,3^2}{2}\right) + \left[8,06 \times 1,25 \times \left(3,3 + \frac{1,25}{2}\right)\right]}{(3,3 + 1,25)}$$

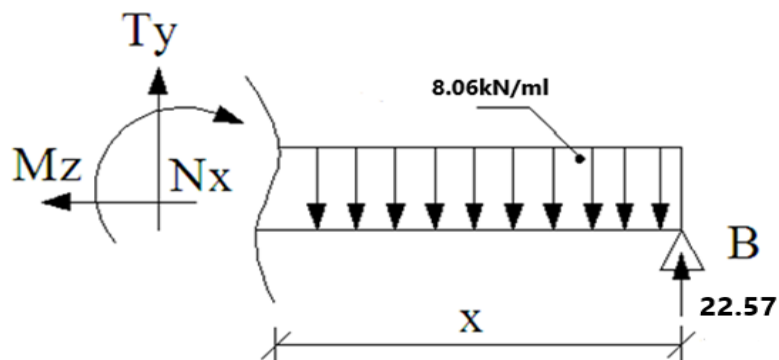
$$R_B = 22,57\text{kN}$$

$$R_A = 25,8\text{kN}$$

## b- Calcul des efforts internes

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 3.3$ Effort tranchant :  $T_y = 25.8 - 11.605x$ Moment fléchissant ;  $M_z = -11.605 \frac{x^2}{2} + 25.8x$ 

X(m)	T <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
0	25.8	0
3.3	-9.19	27.39

2<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.25$ Effort tranchant :  $T_y = -22.57 + 8.06x$ Moment fléchissant :  $M_z = -8.06 \frac{x^2}{2} + 22.57x$

<b>X(m)</b>	<b>T<sub>y</sub></b>	<b>M<sub>z</sub></b>
<b>0</b>	-22.57	0
<b>1.5</b>	-12.49	21.91

7- Moment fléchissant max :

$$T_y = 0 \quad 25.8 - 8.06x = 0$$

$$X = 3.2\text{m}$$

$$M_{z \max}(3.2) = 28.26\text{kN.m}$$

### Remarque

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment  $M_u \max$  aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement

.

### • Moment en appuis

$$M_{z \text{ ap}} = (-0.3) M_u \max = (-0.3) \times (28.26) = -8.47\text{kN.m}$$

### • Moment en travée

$$M_{z \text{ travée}} = (0.85) M_u \max = (0.85) \times (28.26) = 24.02\text{kN.m}$$

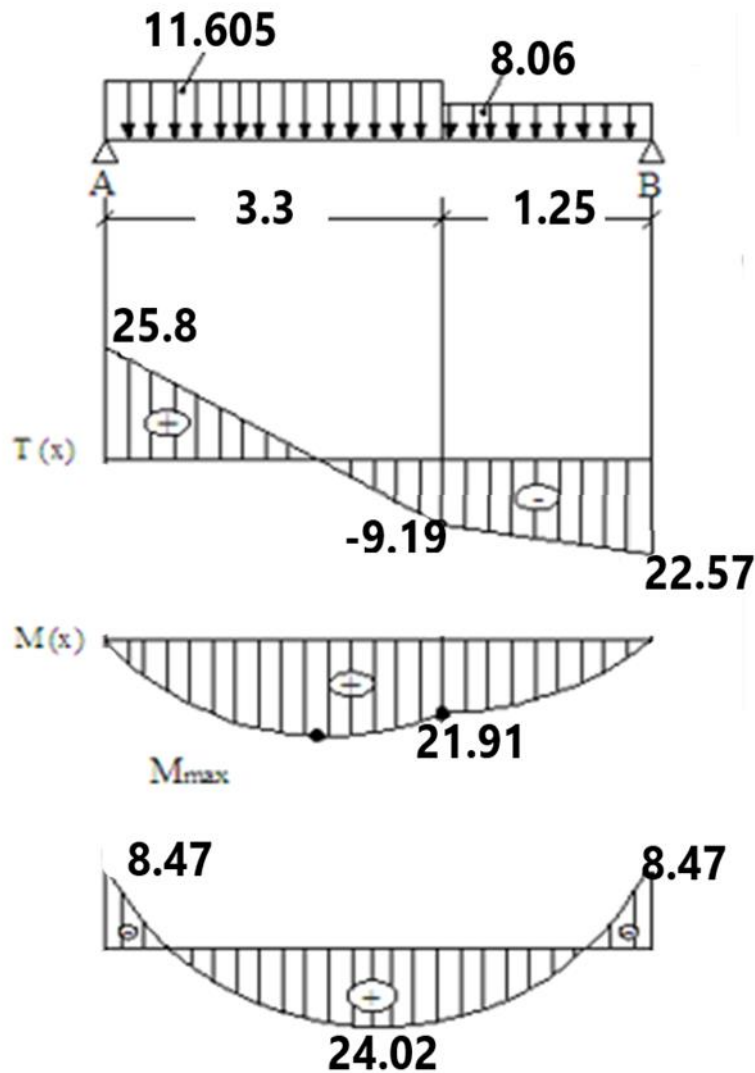


Figure III.2.6 : Diagramme des efforts interne à L'ELS

## 2.5- Vérification a l'ELS

### a- Contrainte de compression dans le béton

La fissuration est peu nuisible on doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

**Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\beta = 0.932$$

$$k = 58.53$$

- La contrainte dans les aciers est

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A \times \beta \times d} = 160.79\text{MPa} \leq 348\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{160.79}{58.53} = 2.74 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

**Aux travées**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 18} = 0.341$$

$$\beta = 0.909$$

$$k = 39.95$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A \times \beta \times d} = \frac{24.02 \times 10^3}{6.15 \times 0.909 \times 18} = 238.70 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \text{ condition vérifié}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{238.70}{39.95} = 5.97 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifié}$$

**b- Vérification de la flèche**

Les règles de (art B6.8/BAEL91 modifié 99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{20}{455} = 0.04 < 0.06$  condition non vérifié
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
- $A_t \leq \frac{4.2 \times bd}{f_e}$

Etant donné qu'une condition sur les trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} l^4}{E_v I} \leq \bar{f} \text{ avec: } \bar{f} = \frac{\bar{\tau}}{500} = \frac{455}{500} = 0.91 \text{ cm}$$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{bx \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{100 \times \frac{20^2}{2} + 15 \times 6.15 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 6.15} = 10.35 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 15 - 10.35 = 4.65 \quad Y_1 = 4.65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (4.65^3 + 10.35^3) + 15 \times 6.15 \times (10.35 - 2)^2 = 47106.69 \text{ cm}^4$$

$$I = 47106.69 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{24.02 \times 4.55^2 \times 10^6}{10818.86 \times 47106.69} = 0.303 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0.25 \text{ cm} \leq f = 0.91 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$



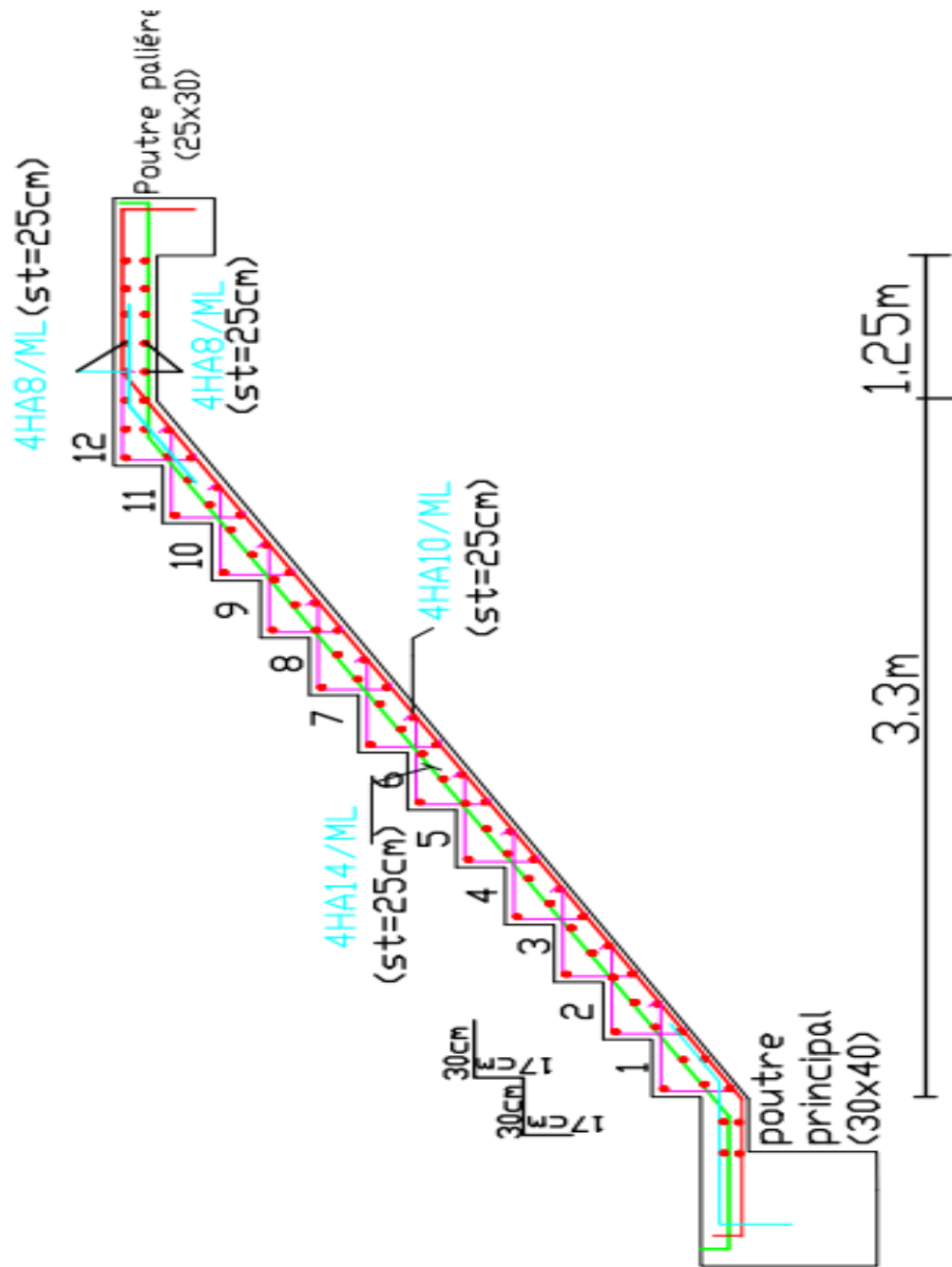


Figure III.2.7 : ferraillage de l'escalier

### 3. Salle machine

#### 3.1- Introduction

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (9 niveaux), et une hauteur de 29.58m ; un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre les niveaux, munie d'une dalle pleine de dimensions ( $2.05 \times 1.65 = 3.38\text{m}^2$ ) reposant sur quatre (04) cotés. La vitesse d'entraînement est de ( $v = 1 \text{ m/s}$ ), la charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

#### Épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : 
$$h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{165}{30} = 5.5\text{cm}$$

#### ❖ NB

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

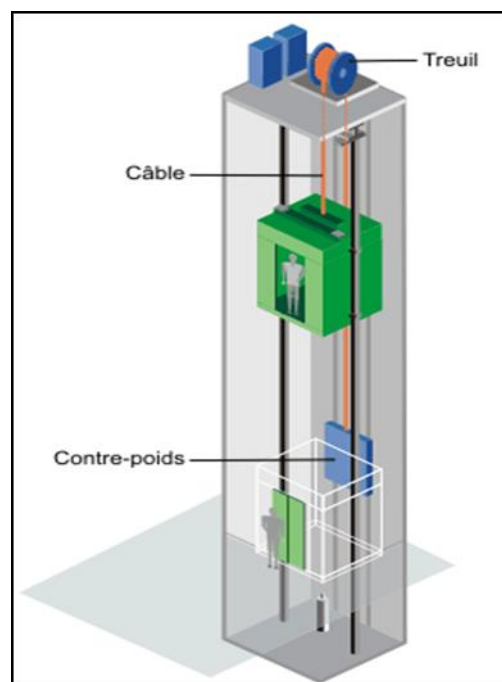
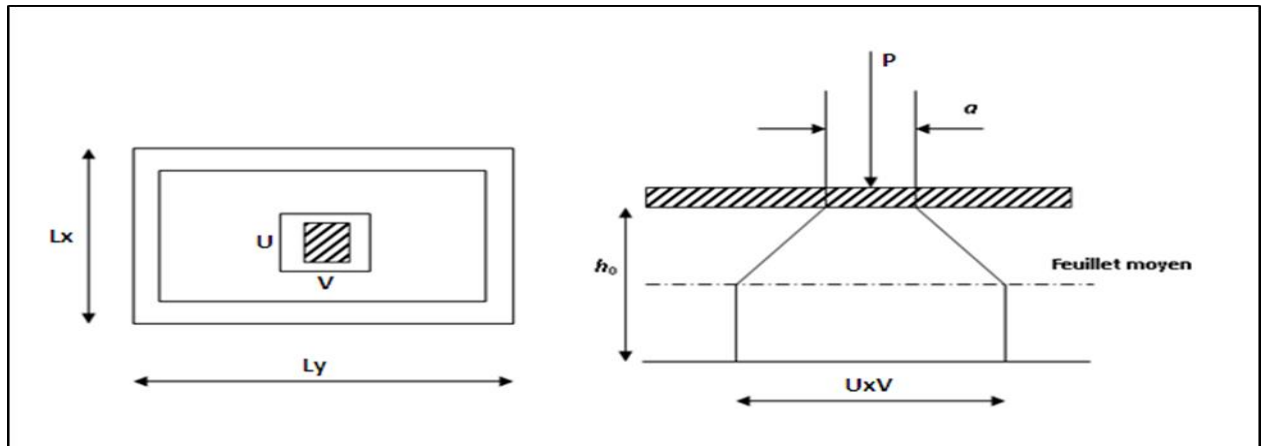


Figure III.3.1 : schéma de l'ascenseur

#### 3.2- Calcul de la dalle pleine de la salle machine

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



**Figure III.3.2 : caractéristique géométrique de la dalle pleine de la salle machine**

Avec :

**P** : La charge totale centrée.

**U** et **V** : côtés du rectangle sur lequel s'applique la charge (**p**) compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton, ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle.

**U<sub>0</sub>** et **V<sub>0</sub>** : Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée. Les cotés **U<sub>0</sub>** et **V<sub>0</sub>** sont supposés parallèles respectivement à **L<sub>x</sub>** et **L<sub>y</sub>**.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{165}{205} = 0.8 \rightarrow 0.4 < 0.8 < 1$$

→ *la dalle travaille dans les deux sens*

On a:

$$U = U_0 + k \cdot h_r + h_t$$

$$V = V_0 + k \cdot h_r + h_t$$

Avec : **k** : coefficient qui dépend de la nature du revêtement

**H<sub>r</sub>**: épaisseur du revêtement

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

➤ **Évaluation des moments M<sub>x1</sub> et M<sub>y1</sub> au centre du panneau**

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \vartheta M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (\vartheta M_1 + M_2)$$

$\vartheta$ : coefficient de poisson

$$\rightarrow \vartheta = 0 \text{ (ELU)}$$

$$\rightarrow \vartheta = 0.2 \text{ (ELS)}$$

**M<sub>1</sub>** et **M<sub>2</sub>** : coefficients déterminer à partir des rapports  $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ ;  $\left(\frac{V}{L_y}\right)$  et  $\left(\frac{l_x}{l_y}\right)$  dans les abaques de **PIGEAUD**.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{165} = 0.636$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{105}{205} = 0.512$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{165}{205} = 0.8$$

Par interpolation on aura :

$$M1 = 0.0882$$

$$M2 = 0.06075$$

- **Calcul de Mx1 et Mx2**

**À l'ELU**

$$P_u = 1.35P = 1.35 \times 90 = 12.15 \text{ t} = 121.5 \text{ kN}$$

$$M1x = 121.5 (0.0882 + 0) = 10.71 \text{ kN.m}$$

$$M1y = 121.5 (0 + 0.06075) = 7.38 \text{ kN.m}$$

**Calcul de la dalle sollicitée par une charge uniformément répartie**

➤ **Évaluation du moment Mx2 et My2 dus au poids propre de la dalle**

Le calcul se fera sur une bande d 1m de largeur :

$$Mx2 = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$My2 = \mu_y \times Mx2$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés en fonction du rapport  $\rho$  et le coefficient de poisson  $\vartheta$

Dans notre cas :  $\rho = 0.8$

$$\vartheta = 0$$

Du tableau :  $\mu_x = 0.0565$

$$\mu_y = 0.595$$

- **Poids propre de la dalle**

$$G = \gamma_b \times h_0 \rightarrow G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ kN/m}^2$$

- **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.048 \text{ kN/ml}$$

Ce qui donne :

$$Mx2 = 0.0565 \times 8.048 \times 1.65^2 = 1.23 \text{ kN.m}$$

$$My2 = 0.595 \times 1.23 = 0.737 \text{ kN.m}$$

- **Superposition des moments**

$$Mx = Mx1 + Mx2 = 10.71 + 1.23 = 11.94 \text{ kN.m}$$

$$My = My1 + My2 = 7.38 + 0.737 = 8.117 \text{ kN.m}$$

- **Correction des moments**

Afin de tenir compte des encastres de la dalle.

Les moments calculer seront corrigée ont leur affectant un coefficient de 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.

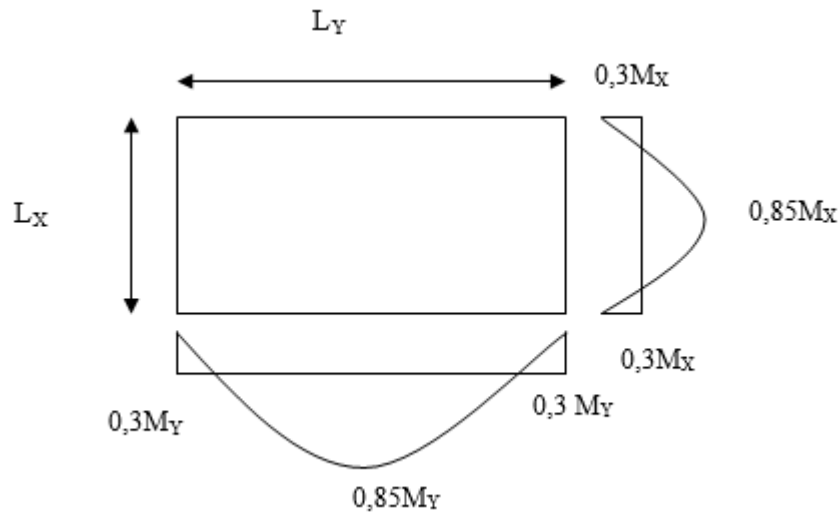


Fig. III.3.3 : Correction des moments

Dans le sens de la portée XX

**En travées :**  $M_{xt} = 0.85 M_x = 0.85 \times 11.94 = 10.149 \text{ kN.m}$

**Aux appuis :**  $M_{xa} = 0.3 M_x = 0.3 \times 11.94 = 3.582 \text{ kN.m}$

Dans le sens de la portée YY

**En travées :**  $M_{yt} = 0.85 M_y = 0.85 \times 8.117 = 6.899 \text{ kN.m}$

**Aux appuis :**  $M_{ya} = 0.3 M_y = 0.3 \times 8.117 = 2.435 \text{ kN.m}$

### 3.3- Ferrailage a l'ELU

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur :

$$\mu = \left( \frac{M_x}{b d^2 f_{bu}} \right)$$

$$A_a = \left( \frac{M_x}{\beta d \sigma_{st}} \right)$$

Zona	Se ns	M (kN.m)	$\mu$	/	$\beta$	Aa(cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A Adopté (Cm <sup>2</sup> )	St max (Cm)
Appuis	Lx	3.582	0.014	SSA	0.993	2.28	4HA10	3.14	25
	Ly	2.435	0.009	SSA	0.995	0.521	4HA10	3.14	25
Travées	Lx	10.149	0.042	SSA	0.979	2.28	4HA10	3.14	25
	Ly	6.889	0.119	SSA	0.937	1.62	4HA10	3.14	25

### 3.4- Vérification a l'ELU

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

✓ Sens x-x

$$W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \longrightarrow A_x \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \times b \cdot h$$

$A_x$  : la section des armatures

$b \cdot h$  : section totale du béton

$W_0$  : taux d'acier minimale (réglementaire) = 0,8‰ (acier HA Fe400).

$$A_x = \frac{0,0008 \times (3 - 0.8)}{2} \times 100 \times 15 = 1,32 \text{ cm}^2$$

- En travées :  $A_{\text{adoptée}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x = 1,32 \text{ cm}^2$
  - Aux appuis :  $A_{\text{adoptée}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x = 1,32 \text{ cm}^2$
- } **Condition vérifiée**

✓ Sens y-y

$$W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq W_0 \longrightarrow A_y \geq W_0 \times b \cdot h$$

$$A_y = W_0 \times b \cdot h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- En travées :  $A_{\text{adoptée}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x = 1,2 \text{ cm}^2$
  - Aux appuis :  $A_{\text{adoptée}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x = 1,2 \text{ cm}^2$
- } **Condition vérifiée**

#### 2- Diamètre minimal des barres

On doit vérifier que :  $\phi_{\text{max}} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$

$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\text{max}} = 15 \text{ mm} \longrightarrow$  **Condition vérifiée**

#### 3- Espacement des barres

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Armatures parallèles à la longueur la moins sollicité

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

- Armatures parallèles à la longueur la plus sollicité

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

**4- Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42)**

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$ : Périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\rightarrow \mu_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm} = 4,20 \text{ m.}$$

$P_u$  : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$\rightarrow P_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$P_u = 121,5 < 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**5- Vérification des contraintes tangentielle**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{121,5}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 38,57 \text{ kN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = \frac{P_u}{3U} = \frac{121,5}{3(1,05)} = 38,57 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{38,57}{1 \times 0,13} = 296,69 \text{ kN/m}^2 = 0,296 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,33; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

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

**3.5- Vérification à l'ELS****1- Calcule des moments****1-1 Moment due au système de levage**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau

Avec :  $\nu = 0,2$  ;  $M_1 = 0,0882 \text{ kN.m}$  ;  $M_2 = 0,0607 \text{ kN.m}$  ;  $P_s = 90 \text{ kN}$

$$\begin{cases} M_{x1}^s = P_s (M_1 + \nu M_2) = 90(0,0882 + 0,2 \times 0,0607) = 9,03 \text{ kN.m} \\ M_{y1}^s = P_s (M_2 + \nu M_1) = 90(0,0607 + 0,2 \times 0,0882) = 7,047 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**1-2 Moment dû au poids propre de la dalle pleine**

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ kN/m}$$

$$M_{x2}^s = \mu_x q_s (l_x)^2$$

$$M_{y2}^s = \mu_y M_{x2}^s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{On a } \rho = 0,8 \\ \nu = 0,2 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{array}{l} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{array}$$

$$M_{x2}^s = 0,0632 \times 5,85 \times (1,65)^2 = 0,960 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0,710 \times 0,960 = 0,681 \text{ kN.m}$$

### 1-3 Superposition des moments

$$M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 9,03 + 0,960 = 9,99 \text{ kN.m}$$

$$M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 7,047 + 0,681 = 7,728 \text{ kN.m}$$

### 1-4 Correction des moments

- **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 8,49 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 6,56 \text{ kN.m}$$

- **Sur appuis**

$$M_x^a = -0,3 \times M_x = -2,997 \text{ kN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -2,31 \text{ kN.m}$$

### 2- Vérification des contraintes dans le béton (Article A.4.5-2 du BAEL91)

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

- La section est rectangulaire
- La nuance des aciers est de feE400
- $A \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **Sens x-x**

❖ **En travées**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10,14 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,042 \longrightarrow \alpha = 0,0536$$

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{10,14}{8,49} = 1,19 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345$$

$$\alpha = 0,0536 < 0,345 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_{ax}^s}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2,997 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0125 \longrightarrow \alpha = 0,0151$$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{3,58}{2,997} = 1,19 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345$$

$$\alpha = 0,0304 < 0,345 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y**

❖ **En travées**

$$\mu = \frac{M_{ty}^s}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,56 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,028 \longrightarrow \alpha = 0,0355$$

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{6,899}{6,56} = 1,05 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28$$



$$\alpha = 0,0355 < 0,28 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ *Aux appuis :*

$$\mu = \frac{M^{Say}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,009 \longrightarrow \alpha = 0,0126$$

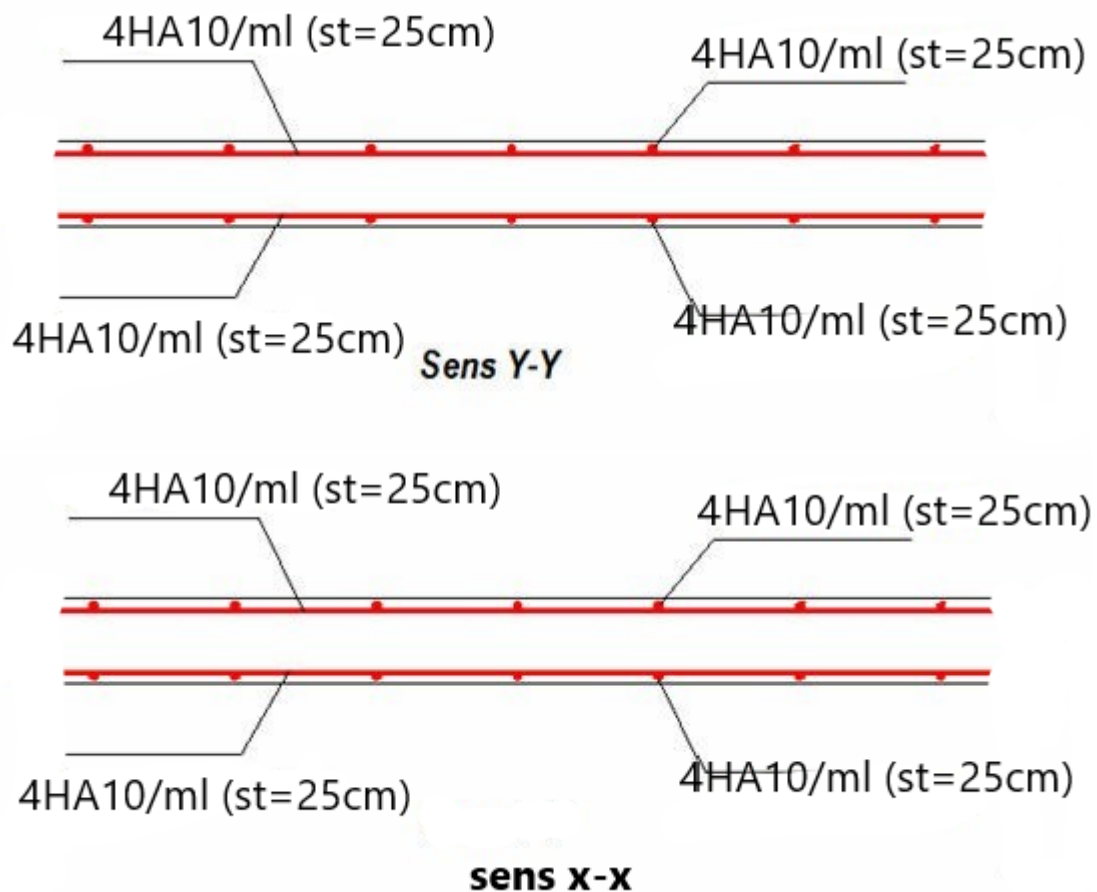
$$\gamma = \frac{M_{ay^u}}{M_{ays}} = \frac{2,435}{2,31} = 1,05 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28$$

$$\alpha = 0,0126 < 0,28 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

**a) Etat limite de fissuration**

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



**Figure III.3.4 : ferrailage de la salle machine**

#### 4. Les balcons

Le balcon est une dalle pleine en béton arme (console), on fait le calcul au niveau de la poutre de rive encastree d'une seule extremité. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande 1m de largeur d'une section rectangulaire travaille à la flexion simple.

Dans notre cas, on a :  $e = 15 \text{ cm}$ . (chapitre II)

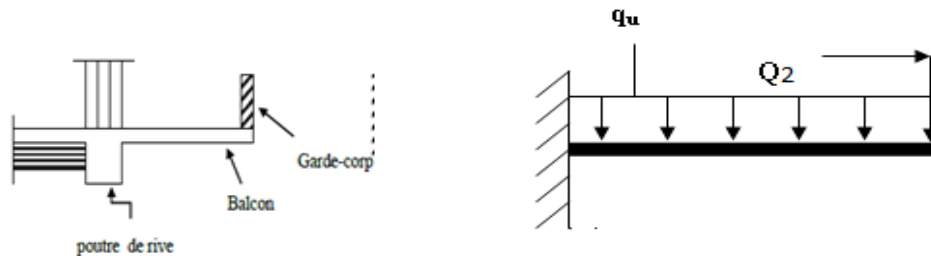


Figure III.4.1 : Schéma statique du balcon

##### 4.1- Evaluation des charges

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>2</sup> )	Charge permanente (kN/ml)
Carrelage	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Mortier	0.02	22	0.44
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
		G	5.31
		Q	3.5

➤ Charge permanent

Poids de la dalle :  $G = 5.31 \text{ kN /ml}$

➤ Charge concentrée

Charge due au poids de garde-corps (mur en maçonnerie)

$$G1 = (0.44 \times 2 + 0.9) = 1.78 \text{ kN/ml}$$

➤ Surcharge exploitations du balcon

$$Q = 3.5 \text{ kN/ ml}$$

➤ Surcharge dus à la main courante

$$Q_2 = 1 \text{ kN/ml}$$

1- Combinaison des charges :

a) Les combinaisons des charges à l'ELU

- Pour la dalle

$$q_{u1} = 1.35G + 1.5Q$$

- Pour le garde-corps

$$q_{u2} = 1.35G1$$

- Pour la main courante

$$q_{u3} = 1.5 \times Q_2$$

**b) Les combinaisons des charges à l'ELS**

- Pour la dalle  
 $q_{s1} = G + Q$
- Pour le garde-corps  
 $q_{s2} = G1$
- Pour la main courante  
 $q_{s3} = 1 \times Q_2$

Les combinaison	A L'ELU	A L'ELS
<b>q<sub>1</sub> (kN/m)</b>	12,418	8,810
<b>q<sub>2</sub> (kN/m)</b>	2,403	1,780
<b>q<sub>3</sub> (kN/m)</b>	1,5	1

**4.2- Calcul des efforts dans le balcon****a) À ELU**

- Moment fléchissant

$$M_U = (q_{u1} \times L^2 / 2) + q_{u2} \times L + q_{u3} \times H$$

- Effort tranchant

$$T_U = q_{u1} \times L + q_{u2}$$

**b) À ELS**

- Moment fléchissant

$$M_S = (q_{s1} \times L^2 / 2) + q_{s2} \times L + q_{s3} \times H$$

- Effort tranchant

$$T_S = q_{s1} \times L + q_{s2}$$

Les efforts	A L'ELU	A L'ELS
<b>Moment fléchissant (Kn.m)</b>	16,06	11,431
<b>Effort tranchant (Kn)</b>	19,167	13,673

**4.3- Ferrailage de balcon**

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est très préjudiciable donc en consiste à étudier une section rectangulaire de 1m de longueur et 15 cm d'épaisseur soumise à la flexion simple.

**1) Calcule des armatures****a) Armatures longitudinales L'ELU**

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$c = h - d = 3 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{16,06 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2}$$

Section simplement armé (SSA).

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

A' = 0 (pivot A).

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{16,06 \times 10^4}{0,966 \times 130 \times 348}$$

#### b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4} = \frac{4,52}{4}$$

Nous adoptons : **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>** avec **St = 25 cm**

$f_{bu}$ (MPa)	$\mu_u < \mu_l$	$\alpha_u$	$\beta$	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	choix
<b>14,2</b>	0,066	0,085	0,966	348	3,67	4,52	4HA12

### 4.4- Vérifications à L'ELU

#### a) Vérification de la condition de non fragilité BAEL91 (article 4.2.1)

$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{min} = 1,56 \text{ cm}^2 \leq A_{adoptée} = 4,52 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

#### b) Vérification la contrainte au cisaillement BAEL91 (Article 5.1.2.1)

En doit vérifier que

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{19,167 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,147 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$= \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u = 0,147 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement  $\Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### c) Vérifications de la condition de l'adhérence des barres BAEL91 (Article 6.1.3)

On doit vérifier

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{avec}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{et}$$

$$\tau_{se} = \frac{19,167 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,72} = 1,08 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_{se} = 1,08 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée

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

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072 \text{ cm}^2$$

#### d) Vérifications de l'écartement des barres (BAEL 99 ; A.8.2.42)

Armatures principales :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  **Condition vérifiée**

Armatures secondaires :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  **Condition vérifiée**

### 4.5- Vérification à L'ELS

#### 1) Vérifications des contraintes dans l'acier

Faut vérifier que :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

Nous avons :  $M_s = 11,431 \text{ kN.m}$

$$\rho = \frac{A_s \times 100}{b d} = \frac{4,52 \times 100}{100 \times 13} = 0,347$$

On aura :  $\beta = 0,909$  donc :  $K = 39,71$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} = \frac{11,431 \times 10^6}{0,909 \times 130 \times 452} = 214,012 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 214,012 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

## 2) Vérifications des contraintes dans le béton

Faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{214,012}{39,71} = 5,389 \text{ MPa}$$

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

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 5,389 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

## 3) Vérification de la flèche

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

$\frac{h}{L}$	$0,111 \geq 0,0625$	C.V
$\frac{A_s}{bd}$	$0,0034 < 0,0105$	C.V
$\frac{h}{L}$	$0,111 \geq 0,1$	C.V

Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche

## 3) Vérification de balcon au séisme

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

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

Avec :

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

$$A=0.15 \quad (\text{RPA99, art 4.2.3 tableaux 4-1})$$

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontal varie entre 0.3 et 0.8 en prend (C<sub>p</sub> = 0.8)

W<sub>p</sub> : Poids de balcon = 5,31 kN/ml

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 5,31 = 2,548 \text{ kN} < T_s = 13,673 \text{ kN}$$

F<sub>p</sub> est inférieure à effort tranchant donc la suite des calculs sont moins défavorables.

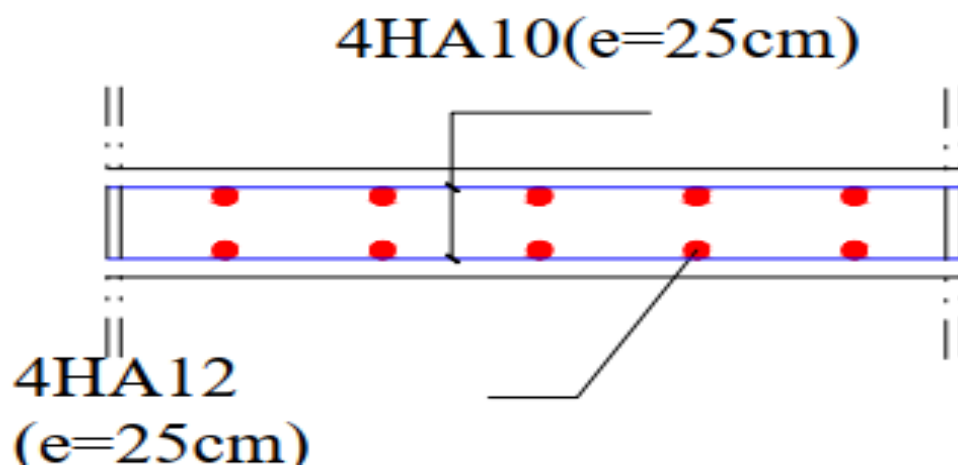
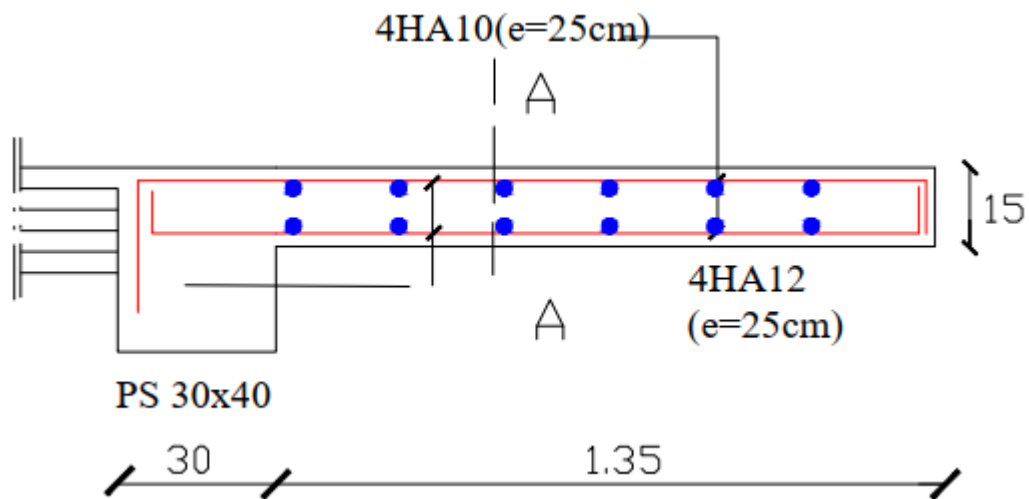


Figure III.4.2 : Ferrailage du balcon

## 5. Poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, les réactions de la paillasse ainsi que le poids du mur extérieur.

Avec une longueur de 4,20 m

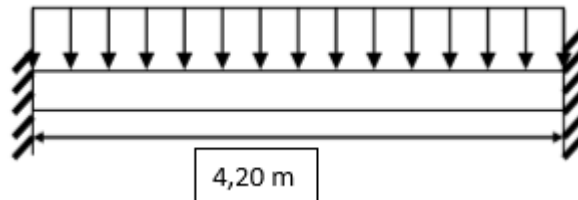


Figure III.5.1 : Schéma de la poutre palière.

### 5.1- Pré dimensionnement

a) Hauteur de la poutre palière

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

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

b) Largeur de la poutre palière

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

<b>Hauteur (cm)</b>	<b>30</b>
<b>Largeur (cm)</b>	<b>25</b>

Vérification des conditions selon le **RPA Article (BAEL 99 A.7.5.1)**.

<b>h = 30 cm ≥ 30 cm</b>	<b>C.V</b>
<b>b = 25 cm &gt; 20 cm</b>	<b>C.V</b>
<b>h/b = 30/25 = 1.2 &lt; 4</b>	<b>C.V</b>

Notre poutre a pour dimensions (b x h) = (25 x 30) cm<sup>2</sup>

### 5.2- Charges revenant à la poutre

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>2</sup> )	Charge permanente (kN/ml)
Mortier	<b>0.02</b>	<b>22</b>	<b>0.44</b>
Brique creuse	<b>0.1</b>	<b>9</b>	<b>0.9</b>
L'âme de l'aire	<b>0.05</b>	<b>/</b>	<b>/</b>
Maçonnerie	<b>0.1</b>	<b>9</b>	<b>0.9</b>
Enduit plâtre	<b>0.02</b>	<b>10</b>	<b>0.2</b>
		<b>G</b>	<b>2.4</b>

-Poids propre de la poutre :  $G_P = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875$  kN/ml

-poids du mur :  $G_m = 2,44 \times (3,06 - 0,3) = 6,734$  kN/ ml

- Réaction du palier à L'ELU :  $R_u = 31,32$  kN /ml

- Réaction du palier à L'ELS :  $R_s = 22,57$  kN/ml

**5.3- Combinaison des charges et surcharges :**

$$\text{A L'ELU : } q_u = 1,35(G_p + G_m) + R_u = 1,35(1,875 + 6,743) + 31,32$$

$$\text{A L'ELS : } q_s = (G_p + G_s) + R_s = (1,875 + 6,743) + 22,57$$

$q_u$ (kN/ml )	<b>42,942</b>
$q_s$ (kN/ml )	<b>31,188</b>

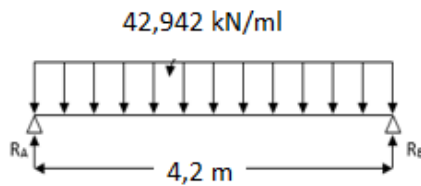


Schéma statique (ELU)

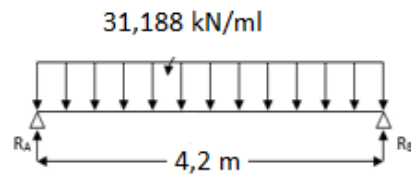


Schéma statique (ELS)

**Figure III.5.2 : Schéma statique de la poutre palière.****5.4- Calculs des moments et les efforts tranchants****A L'ELU**

$$\begin{aligned} \text{a) Réaction d'appuis : } & R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{42,942 \times 4,2}{2} \\ \text{b) Moment isostatique : } & M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{42,942 \times 4,2^2}{8} \end{aligned}$$

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes

**c) Moments corrigés**

$$\text{En travée} \quad M_t = 0,85 \cdot M_{\max} = 0,85 \times 94,687$$

$$\text{Aux appuis} \quad M_a = -0,3 \cdot M_{\max} = -0,3 \times 94,687$$

**d) Efforts tranchants**

$$T_u^{\max} = R_a = 90,178 \text{ kN}$$

**A L'ELS**

$$\text{a) Les réactions d'appuis} \quad R_a = R_b = \frac{q_s \cdot L}{2}$$

$$\text{b) Moments isostatiques} \quad M_0 = \frac{q_s L^2}{8}$$

**c) Les moments corrigés**

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_{\max}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 M_{\max}$$

**d) Efforts tranchants**

$$T_u^{\max} = R_a$$



Moments et effort tranchant	Mmax (kN.m)	M <sub>a</sub> (kN.m)	M <sub>t</sub> (kN.m)	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)
ELU	94,687	28,406	80,483	90,178
ELS	68,769	20,630	58,453	65,494

### 5-5 Diagrammes des efforts internes

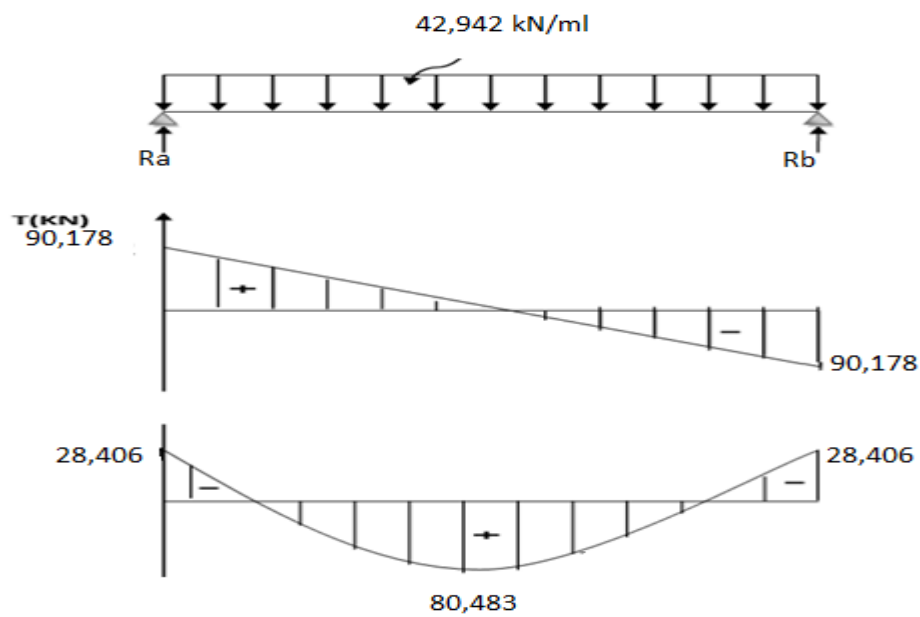


Figure III.5.3 Diagramme des efforts internes à L'ELU.

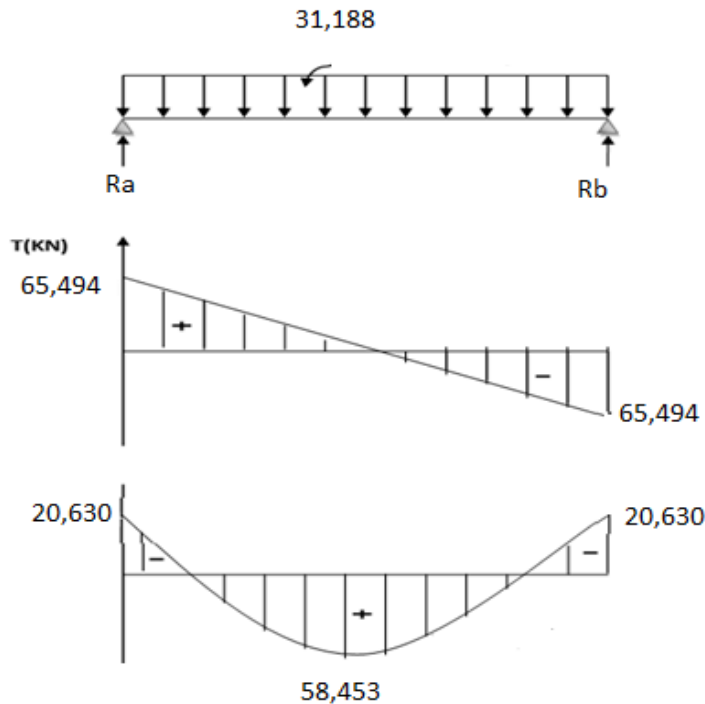


Figure III.5.3 Diagramme des efforts internes à L'ELS.

### 5.5- Calcul des armatures principales à L'ELU

a) En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{80,483 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{80,483 \times 10^3}{0,837 \times 28 \times 348}$$

b) aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_{su}}$$

Position	M(Kn.m)	$\mu < \mu_l$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
Travée	80,483	0,289	0,825	10,01	10,05	5HA16
Appuis	28,406	0,102	0,946	3,08	3,39	3HA12

### 5.6- Vérification à L'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité BAEL 91 (art 4.2.1)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

❖ En travée :  $A_{st} > A_{min}$ ❖ Aux appuis :  $A_{sa} > A_{min}$ 

Position	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sa</sub> (cm <sup>2</sup> )	Vérification
Travée	0,845	10,05	/	C.V
Appuis	0,845	/	3,39	C.V

**b) Vérification de la section de béton à l'effort tranchants BAEL 91 (art 5.1.2.1)**

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} = \{4,34MPa, 5MPa\} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{90,178 \times 10^3}{250 \times 280} = 1,288 \text{ MPa} < 4,34 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

**c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

$$T_u^{max} \leq 0,4 \times 0,9 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$T_u^{max} \leq 0,4 \times 0,9 \times 250 \times 280 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1,15}$$

$$T_u^{max} = 90,178 \text{ kN} \leq 547,826 \text{ Kn} \dots \text{condition vérifiée}$$

**d) Influence de l'effort tranchant sur armatures longitudinales inférieures :**

$$A_a > \frac{1,15}{f_e} \left( T_u^{max} + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_a > \frac{1,15}{400} \left( 90,178 + \frac{28,406}{0,9 \times 0,28} \right)$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,583 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

**e) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{90,178 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 3 \times 3,14 \times 12} = 2,999 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,999 \text{ MPa} < \tau_{su} = 3,15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

**f) Ancrage des barres BAEL91 (Art 6.1.2)**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm} > b = 25 \text{ cm}$$

Donc nous adoptons pour des raisons pratiques un crochet normal d'une longueur qui sera calculée comme suit

$$L_c = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 56,43 = 22,6 \text{ cm}$$

**g) Calcul des armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1,6 \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8, soit la section d'armature transversales ;

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40cm\} = \min \{25,2cm; 40cm\} = 25,2 \text{ cm}$$

D'après le **RPA 2003 Art 7.5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zone

➤ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \right\} = 7,5 \text{ cm} \quad \text{on prend: } S_t = 7 \text{ cm}$$

➤ Zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{on prend: } S_t = 15 \text{ cm}$$

Selon le **RPA 99** la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 1,125 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### 5.7- Vérification des contraintes dans le béton et aciers

Faut vérifiée que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100.A_s}{bd} = \frac{100 \times 10,05}{25 \times 28}$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A_s \beta d} = \frac{20,630 \times 10^3}{3,39 \times 0,842 \times 28}$$

- La constraints dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K}$$

Position	$\rho$	$\beta$	K	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	1,435	0,842	16,56	246,700	14,897	C.V
Appuis	0,484	0,895	32,57	242,839	7,455	C.V

### 5.8- Vérification de la flèche

Les conditions ont vérifié d'après le BAEL 91. On trois inégalités à vérifier.

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{30}{420} = 0,07 \geq 0,062$	C.V
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$	$0,07 \geq \frac{58,453}{15 \times 68,769} = 0,056$	C.V
$A_t \leq \frac{4,2 \times bd}{f_e}$	$10,05 \text{ cm}^2 \leq \frac{4,2 \times 25 \times 28}{400} = 7,35 \text{ cm}^2$	C. Non.V

Etant donné qu'une condition sur les trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{max} l^4}{E_v I} \leq \overline{f} \quad \text{avec : } \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm}$$

Avec :

$$I = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 A_t (y_2 - c)^2$$

$$y_2 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{b \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{25 \frac{30^2}{2} + (15 \times 10,05 \times 28)}{(25 \times 30) + (15 \times 10,05)}$$

$$y_1 = h - y_2 = 30 - 17$$

$$I = \frac{25}{3} (13^3 + 17^3) + 15 \times 10,05 (17 - 2)^2$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$f = \frac{5}{348} \frac{31,188 \times 10^6 \times 4,2^4}{10818,86 \times 93168,75}$$

$y_2(\text{cm})$	$y_1(\text{cm})$	I (cm <sup>4</sup> )	$E_v(\text{MPa})$	$f \leq \overline{f}(\text{cm})$	Vérification
17	13	93168,75	10818,86	$0,138 \leq 0,84$	C.V

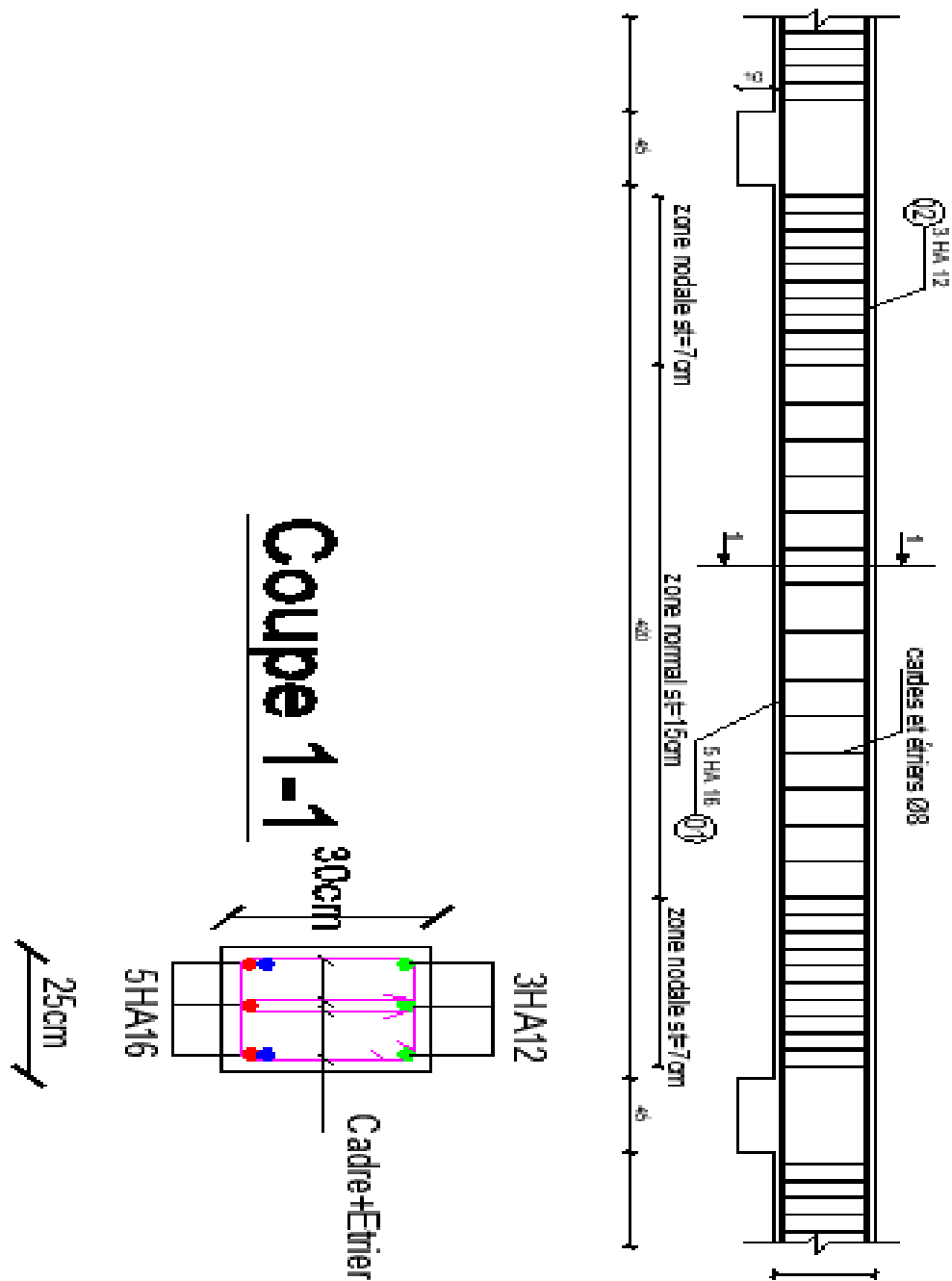


Figure III.5.5 : ferrailage de la poutre palière

## 6. Les planchers

### 6.1- Introduction

Un plancher est une aire généralement plane destinée à limiter les étages et assurer l'isolation thermique et phonique.

### 6.2- Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de 4cm.

Le ferrailage de dalle de compression doit se faire par un quadrillage de treillis soudé (TLE 520), avec une limite d'élasticité  $f_e = 520\text{MPa}$ . dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles,
- ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

#### a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

$l$  : la distance entre axes des poutrelles = 65 cm

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adoptons : 5HA6 = 1,41 cm<sup>2</sup>, St = 20 cm

#### b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : 5HA6 = 1,41 cm<sup>2</sup>, St = 20 cm

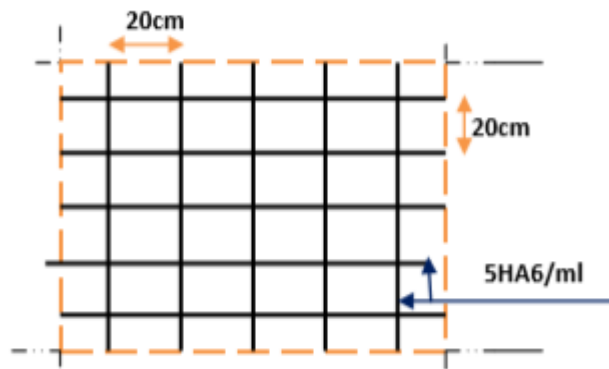


Figure III.6.1 : treillis soudés (20 x 20) cm<sup>2</sup>

#### A) Calcul des poutrelles avant coulages de la dalle de compression

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux qui est de 0,95 KN /m<sup>2</sup>, ainsi la surcharge de l'ouvrier estimé.

La charge permanente (KN /ml)		Charge d’exploitation (KN/ml)	
Poids propre de la poutrelle	G <sub>1</sub> =0,12 x 0,04 x 25 = 0,12	Surcharge de L’ouvrier	Q <sub>1</sub> =1
Poids de corps creux	G <sub>2</sub> =0,65 x 0,95 =0,62		
G = 0,12 + 0,62 = 0,74		Q = 1	

Tableau VI.1 : charge et surcharge avant le coulage de la dalle de compression

### 6.3- Ferrailage à L'ELU

La poutrelle travaille en flexion simple, et comme elle n'étant pas exposée aux Intempérie, le calcul se fera pour la travée la plus longue car la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

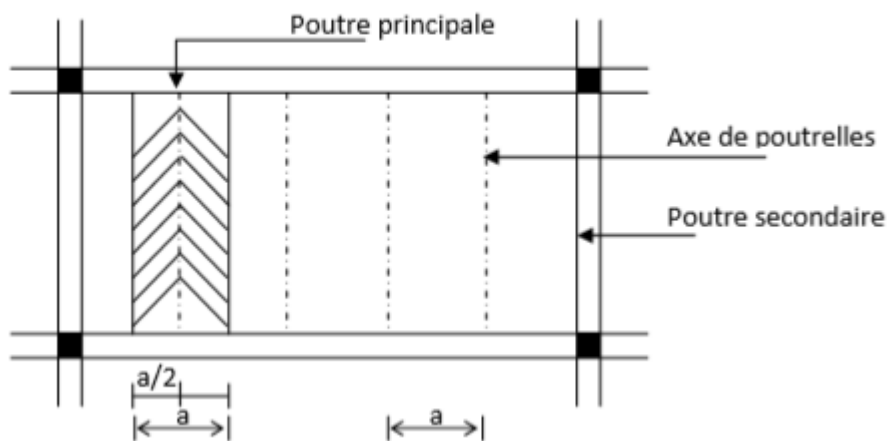


Figure III.6.2 : surface revenant aux poutrelles.

#### a) La combinaison de charge à considérer

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

$$q_u = (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 1)$$

$$q_u = 2,50 \text{ KN/ml}$$

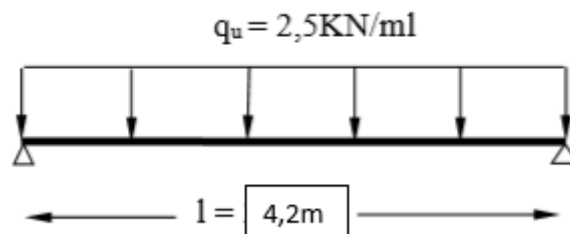


Figure III.6.3 : Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression

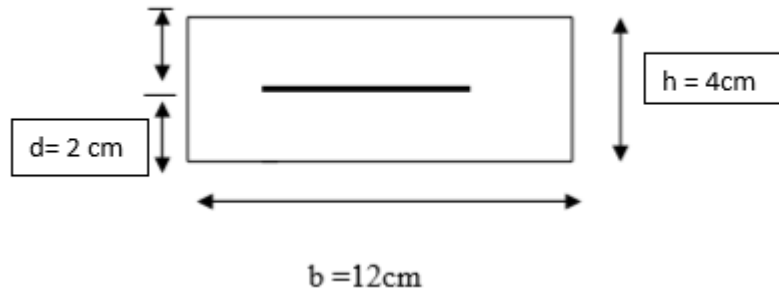
**b) Calcul de moment isostatique**

$$\text{Moment max en travée : } M_U = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,2^2}{8} = 5,512 \text{ kN.m}$$

$$\text{Efforts tranchant max : } T = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2,5 \times 4,2}{2} = 5,25 \text{ kN}$$

**c) Calcul des armatures**

Soit l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$ , la hauteur  $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$



**Figure III.6.4 : Coupe transversale de la nervure**

$$\mu_b = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,512 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 8,086 > \mu_l = 0,392$$

→ La section est doublement armée.

Vu les faibles dimensions de la section de la poutrelle ( $12 \times 4 \text{ cm}^2$ ), il est impossible de réaliser deux lits d'armatures, donc on doit prévoir cinq étais intermédiaires par travée pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

d) Calcul du moment limite correspondant à une section simplement armée :

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bc} = (0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2) 10^{-6} = 0,267 \text{ KN.m}$$

Donc la longueur max entre appuis pour avoir une section simplement armée :

$$L_{max} = \sqrt{\frac{8M_l}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,267}{2,5}} = 0,924 \text{ m}$$

$$\frac{4,2}{0,924} = 4,545 \text{ donc en prévoir cinq étais distancés de : } \frac{4,2}{5} = 0,84 \text{ m}$$

**B) Calcul des poutrelles après coulage de la dalle de compression**

La poutrelle est considérée comme étant une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Elle sera soumise aux charges permanente et Surcharges d'exploitation qui seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles.



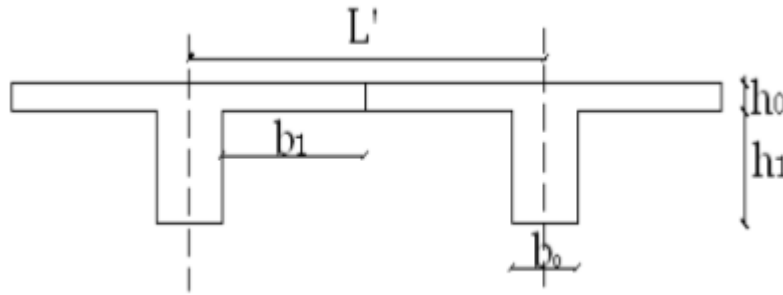


Figure III.6.5 : Schéma de la dalle de compression

Avec :

L : Longueur libre entre nus d'appuis (420cm).

L' : Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).

b<sub>0</sub> : Largeur de la poutrelle (12cm).

h<sub>0</sub> : Epaisseur de la dalle de compression. (4cm).

h<sub>1</sub> : Epaisseur du corps creux (16cm).

b<sub>1</sub> : Largeur de l'hourdis (26,5cm)

#### 6.4- Détermination de la largeur « b »

Le calcul de la largeur « b » se fait à partir le choix de « b<sub>1</sub> » :

A) Chargement :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L' - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_0 \leq 8h_0 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{array} \right.$$

Donc soit : b<sub>1</sub> = 26,5 cm

Pour avoir : b = 2b<sub>1</sub> + b<sub>0</sub> = (2x26,5) + 12 = 65 cm

	Charge permanente (poids propre) G(KN/ml)	Surcharge d'exploitation Q(KN/ml)
<b>Plancher RDC</b>	G <sub>1</sub> = 5,25 x 0,65 = 3,412	Q <sub>1</sub> = 2,5 x 0,65 = 1,625
<b>Plancher étage courant</b>	G <sub>2</sub> = 5,25 x 0,65 = 3,412	Q <sub>2</sub> = 1,5 x 0,65 = 0,975
<b>Plancher étage terrasse</b>	G <sub>3</sub> = 6,38 x 0,65 = 4,147	Q <sub>3</sub> = 1 x 0,65 = 0,65

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable.

Dans notre cas on fait le calcul sur le plancher RDC

#### B) Plancher RDC

##### 1. Combinaison d'action

A L'ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,412) + (1,5 \times 1,625) = 7,043 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS

$$q_s = G + Q = 3,412 + 1,625 = 5,037 \text{ KN/ml}$$

## 2. Choix de la méthode de calcul

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode des 3 moments
- ✓ Méthode de Caquot

### Méthode forfaitaire (BAEL 91 modifier 99)

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Conditions d'application de la méthode

#### Hypothèses

- 1) La valeur de la surcharge d'exploitation respect la condition suivantes :  
 $Q \leq \max (2G, 5 \text{ kN})$  avec  $Q = 1,625 \text{ kN} \leq \max (2 \times 3,412 ; 5)$  ...Condition vérifiée
- 2) La fissuration est considérée comme étant non Préjudiciable...Condition vérifiée
- 3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
  - Le rapport  $(L_i / L_{i+1}) =$ 

$4,55/3 = 1,51$ ....condition non vérifiée $3/3 = 1$ .....condition vérifiée $3/4,55 = 0,65$ ....condition vérifiée
---
- 4) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérée.....condition est vérifiée.

**Conclusion :** On conclut que la méthode forfaitaire est non applicable, donc nous appliquons la méthode des trois moments.

### 6.5- Principe de la méthode des trois moments

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

#### a) Aux appuis

$$M_{i-1} \frac{L_i}{L_{i-1}} + 2M_i \left( \frac{L_i}{L_i} + \frac{L_{i+1}}{L_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{L_{i+1}} = -6E (W_i^g + W_i^d)$$

Avec :

$$W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i} ; W_i^d = Q_{i+1} \frac{L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$$

En considérant que la poutrelle est de même inertie et de même module de Young, on obtient alors la relation simplifiée suivante :

$$M_{i-1}L_i + 2M_iL_i + L_{i+1} + M_{i+1}L_{i+1} = -\frac{q_iL_i^3}{4} - \frac{q_{i+1}L_{i+1}^3}{4}$$

#### b) En travée

$$M_x = \mu_x + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\mu_x = q \frac{L}{2}x - \frac{q}{2}x^2$$

Avec :  $M_{i-1}$  et  $M_{i+1}$  : sont respectivement les moments sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

$-L_i$  : portée de la travée à gauche de l'appui.

$-L_{i+1}$  : portée de la travée à droite de l'appui.

$-q_i$  : charge répartie à gauche de l'appui.

$-q_{i+1}$  : charge répartie à droit de l'appui.

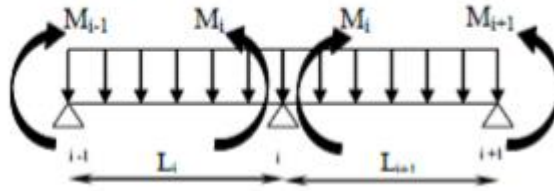


Figure III.6.6 : méthode des trois moments

### 6.6- Calcul à L'ELU

- 1er cas : poutre 4 travées et 5 appuis

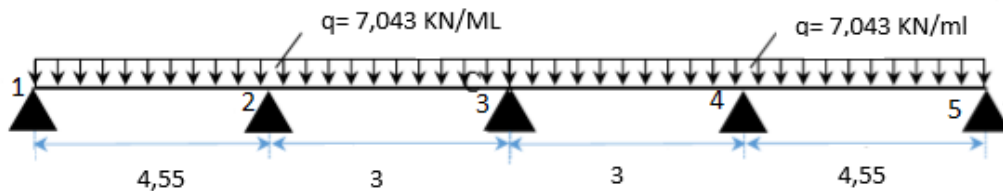


Figure III.6.7 coupe transversale de la poutrelle à 4 travées.

#### a) Calcul des moments en travée

$$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = -\frac{q_i L_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} L_{i+1}^3}{4}$$

Pour l'appui  $i=1$

$$9,1M_1 + 4,55M_2 = -165,85 \dots (1)$$

Pour l'appui  $i=2$

$$4,55M_1 + 15,1M_2 + 3M_3 = -213,396 \dots (2)$$

Pour l'appui  $i=3$

$$3M_2 + 12M_3 + 3M_4 = -95,08 \dots (3)$$

Pour l'appui  $i=4$

$$3M_3 + 15,1M_4 + 4,55M_5 = -213,396 \dots (4)$$

Pour l'appui  $i=5$

$$4,55M_4 + 9,1M_5 = -165,85 \dots (5)$$

#### b) Résolution des équations

$$(1) \quad M_1 = -18,225 - 0,5M_2 \dots (1')$$

$$(1') \text{ dans } (2) \quad M_2 = -10,173 - 0,233M_3 \dots (2')$$

$$(2') \text{ dans } (3) \quad M_3 = -5,712 - 0,265M_4 \dots (3')$$

$$(3') \text{ dans } (4) \quad M_4 = -13,719 - 0,318M_5 \dots (4')$$

$$(4') \text{ dans } (5) \quad M_5 = -13,384 \dots (5')$$

On trouve par symétrique :

$$M_1 = M_5 = -13,515 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_4 = -9,46 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = -3,205 \text{ kN.m}$$

**Remarque :**

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendue, nous allons effectuer la correction suivante :

- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.
- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.

$$M_1 = -13,515 - 1/3(-13,515) = -9,01 \text{ KN.m (la même chose pour les autres moments)}.$$

### c) Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i}$$

$$\text{Avec : } \mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} \quad X = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$$

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

$$\text{Avec : } \theta(x) = q \frac{l}{2} - qx$$

Travée	L	q	M <sub>i</sub>	M <sub>i+1</sub>	x	μ(x)	M <sub>t</sub>	V(x=0)	V(x=L)
1-2	4,55	7,043	-9,01	-6,28	2,36	18,200	10,606	16,623	-15,423
2-3	3	7,043	-6,28	-2,136	1,69	7,796	3,850	11,946	-9,183
3-4	3	7,043	-2,136	-6,28	1,30	7,782	3,850	9,183	-11,946
4-5	4,55	7,043	-6,28	-9,01	2,18	18,194	10,606	15,423	-16,623

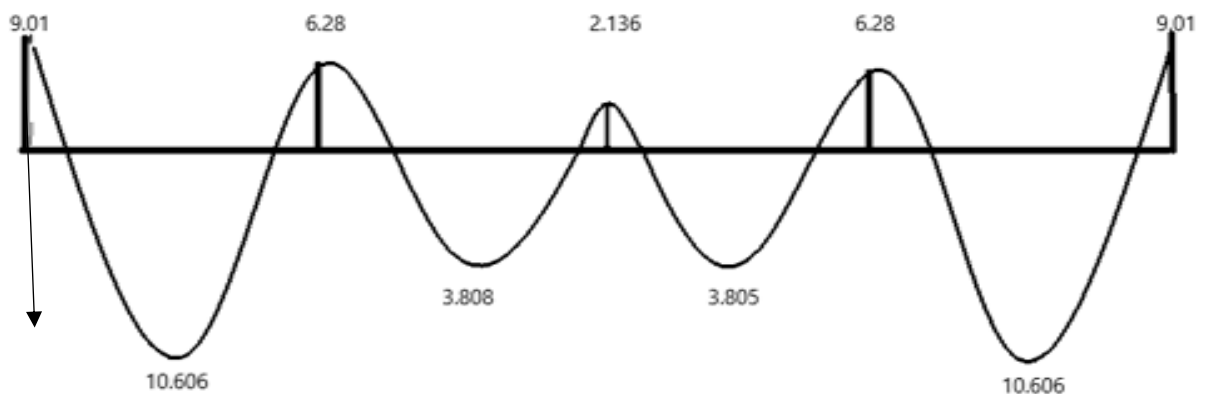


Figure III.6.8 : diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

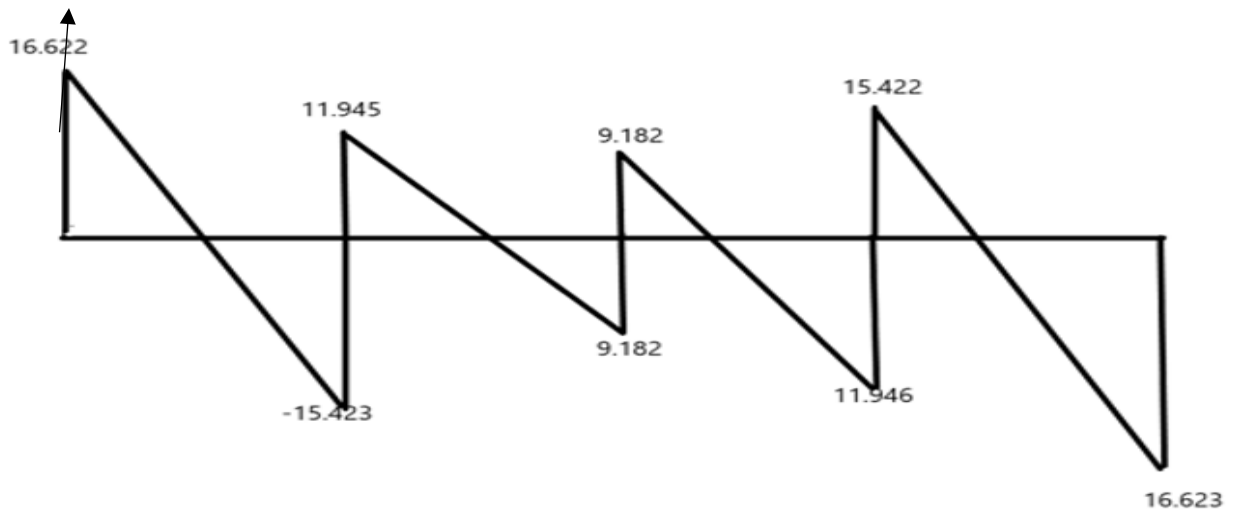


Figure III.6.9 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

- 2eme cas : poutre 3 travées et 4 appuis

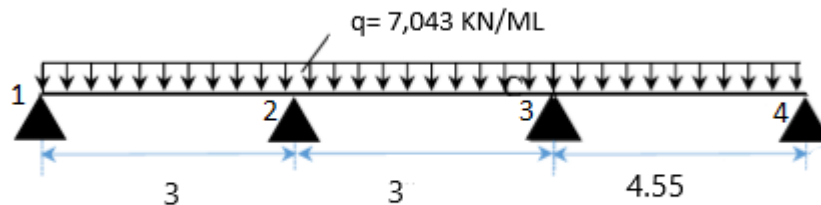


Figure III.6.10 : Coupe transversale de la poutrelle à 3 travées.

a) Calcul des moments en travée

Pour  $i = 1$

$$6M_1 + 3M_2 = -47,540 \dots \dots \dots (1)$$

Pour  $i = 2$

$$3M_1 + 12M_2 + 3M_3 = -95,080 \dots \dots \dots (2)$$

Pour  $i = 3$

$$3M_2 + 15,1M_3 + 4,55M_4 = -213,396 \dots \dots \dots (3)$$

Pour  $i = 4$

$$4,55M_3 + 9,1M_4 = -165,85 \dots \dots \dots (4)$$

b) Résolution des équations

$$(1) \quad M_1 = -7,92 - 0,5M_2 \dots \dots \dots (1')$$

$$(1') \text{ dans } (2) \quad M_2 = -6,79 - 0,28M_3 \dots \dots \dots (2')$$

$$(2') \text{ dans } (3) \quad M_3 = 13,53 - 0,31M_4 \dots \dots \dots (3')$$

$$(3') \text{ dans } (4) \quad M_4 = -13,57 \dots \dots \dots (4')$$

Donc :

$$M_1 = -5,848 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -4,150 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = -9,032 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = -13,57 \text{ kN.m}$$

## c) Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants :

Travée	L	q	$M_i$	$M_{i+1}$	X	U(x)	$M_t$	$V(x=0)$	$V(x=L)$
1-2	3	7,043	-3,89	-2,76	1,55	7,91	4,604	3,97	-10,18
2-3	3	7,043	-2,76	-6,02	1,34	7,83	3,723	9,47	-11,65
3-4	4,55	7,043	-6,02	-9,04	2,18	18,19	10,73	15,36	-16,68

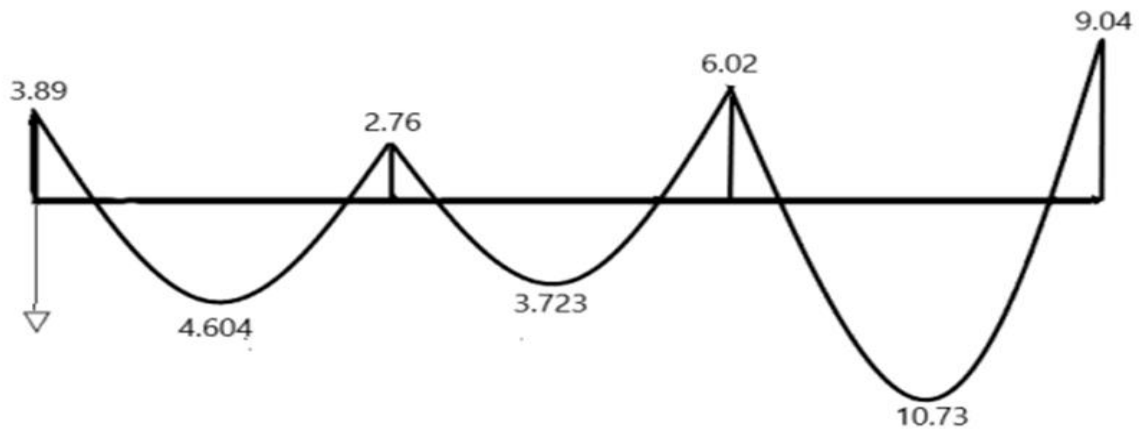


Figure III.6.11 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU

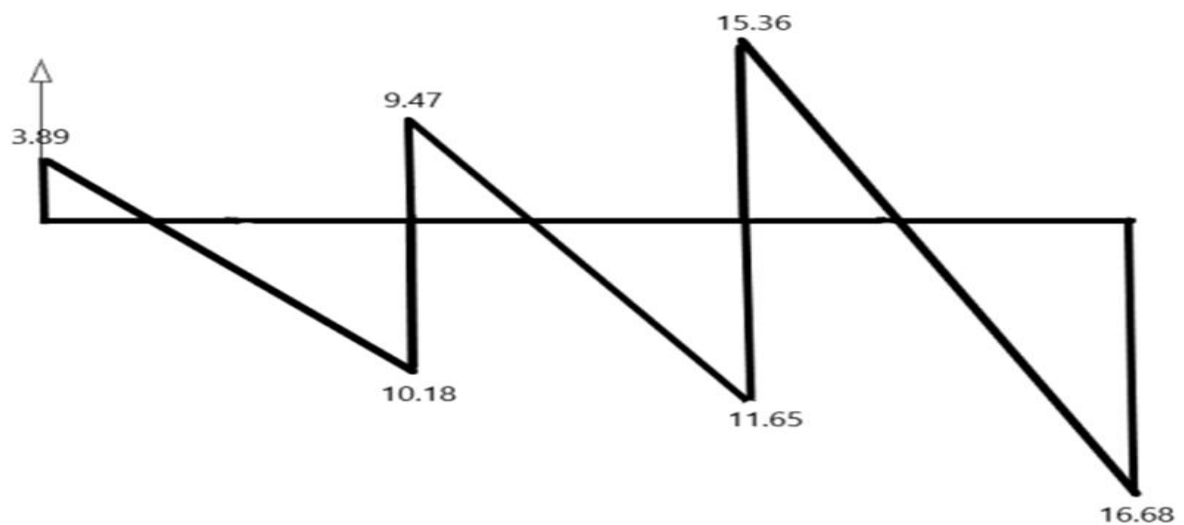


Figure III.6.12 : diagramme des efforts tranchants a l'ELS

### 6.7- Ferrailage à L'ELU

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T en flexion simple, en considérant le moment en travée et sur appui le plus défavorable

#### En travée

✓ Calcul de moment équilibré par la table de compression :

$$\text{On a } M_{\text{table}} = f_{bc} \cdot b h_0 (d - 0,5 h_0) = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 [0,18 - (0,5 \times 0,04)] \\ = 59,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{table}} = 59,07 \text{ kN.m} > M_t^{\text{max}} = 10,606 \text{ kN.m}$$

Remarque : l'axe neutre tombe dans la table de compression

On calcule une section rectangulaire (bxh) = (65x20).

$$\mu = \frac{M_t^{\text{max}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10,73 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} \quad \text{section simplement armé (S.S.A)} \\ A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,73 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 348}$$

En travée						
type	$M_t^{\text{max}}$ (kN.m)	$\mu_{bu}$	$\mu_l$	$\beta$	$A_{\text{calcul}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$
Resultats	10,606	0,035	0,392	0,982	1,744	3HA10=2,35

#### Aux appuis

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire (bxh) = (12x20) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9,04 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} \quad \text{section simplement armée (S.S.A)} \\ A_t = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,04 \times 10^3}{0,910 \times 18 \times 348}$$

Aux appuis						
type	$M_a^{\text{max}}$ (KN.m)	$\mu_{bc}$	$\mu_l$	$\beta$	$A_{\text{calcul}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$
resultants	9,01	0,163	0,392	0,910	1,585	2HA12=2,26

#### a) Calcul des armatures transversales BAEL91 Article (A.7.2.2)

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutrelle est donné par :

$$\Phi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_l \right)$$

$\Phi_l$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\Phi_t = \min \left( \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1,2 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

$$A_t = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

#### b) Calcul des espacements BAEL91 Article (A.5.1.22)

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

En pend:  $S_t \leq 16,2 \text{ cm}$  donc:  $S_t = 15 \text{ cm}$

**6.8- Vérification à L'ELU****a) Vérification de la condition non fragilité BAEL91 Article (A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,260 \text{ cm}^2$$

- En travée :  $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$  ..... condition vérifiée
- Aux appuis :  $A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$  ..... condition vérifiée

**b) Vérification au cisaillement BAEL91 Article (A.5.1.1)**

$$V_{\max} = 16,68 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_{od}} = \frac{16,68 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,772 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,772 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \text{ ..... condition vérifiée}$$

**c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis BAEL91 Article (A.5.1.3)**

$$V_{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} db_0$$

$$0,4 \times 0,9 \times \frac{25}{1,5} \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 16,68 \text{ kN} \leq 129,6 \text{ kN} \text{ ..... Condition vérifié}$$

**d) Vérification de l'adhérence et l'entraînement BAEL91 Article (A.6.1.3)**

$$\tau_s \leq \overline{\tau_s} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \Psi_s = 1,5(\text{HA})$$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{16,68 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3,14 \times 2 \times 12} = 1,366 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1,366 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_s} = 3,15 \text{ MPa} \text{ ..... condition vérifiée}$$

**e) Ancrage des barres BAEL91 Article (A.6.1.2)****1. Ancrages rectilignes :**

Les barres rectilignes de diamètre  $\Phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont encreées sur une longueur  $L_s$  dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 35,27 \text{ cm}$$

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

**2. Ancrages courbe**

$L_a$  : la longueur d'encombrement

$$L_a = 0,4L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } L_a = 17 \text{ cm}$$

**6.9- Calcul à L'ELS****3. Moment de flexion à L'ELS**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme notre cas, pour obtenir les résultats des moments à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient  $q_s/q_u$ .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,037}{7,043} = 0,715$$



✓ **Moments en travée**

$M_{t1} = 4,604 \times 0,715 = 3,29 \text{ kN.m}$  (même calcul pour tous les moments)

Moments	$M_{t1}$	$M_{t2}$	$M_{t3}$
Résultats (kN.m)	3,29	2,66	7,67

✓ **Moments aux appuis**

$M_{a1} = -3,89 \times 0,715 = -2,781 \text{ kN.m}$  (même calcul pour tous les moments)

Moments	$M_{a1}$	$M_{a2}$	$M_{a3}$	$M_{a4}$
Résultats (kN.m)	-2,781	-1,973	-4,304	-6,463

✓ **Efforts tranchants à L'ELS**

Travée A – B :  $V_A = 3,97 \times 0,715 = 11,884 \text{ kN.m}$  (même calcul pour tous les moments)

Travée	A - B	B - C	C - D
Résultats (kN.m)	$V_A = 2,83$ $V_B = -7,28$	$V_B = 6,77$ $V_C = -8,329$	$V_C = 10,982$ $V_D = -11,926$

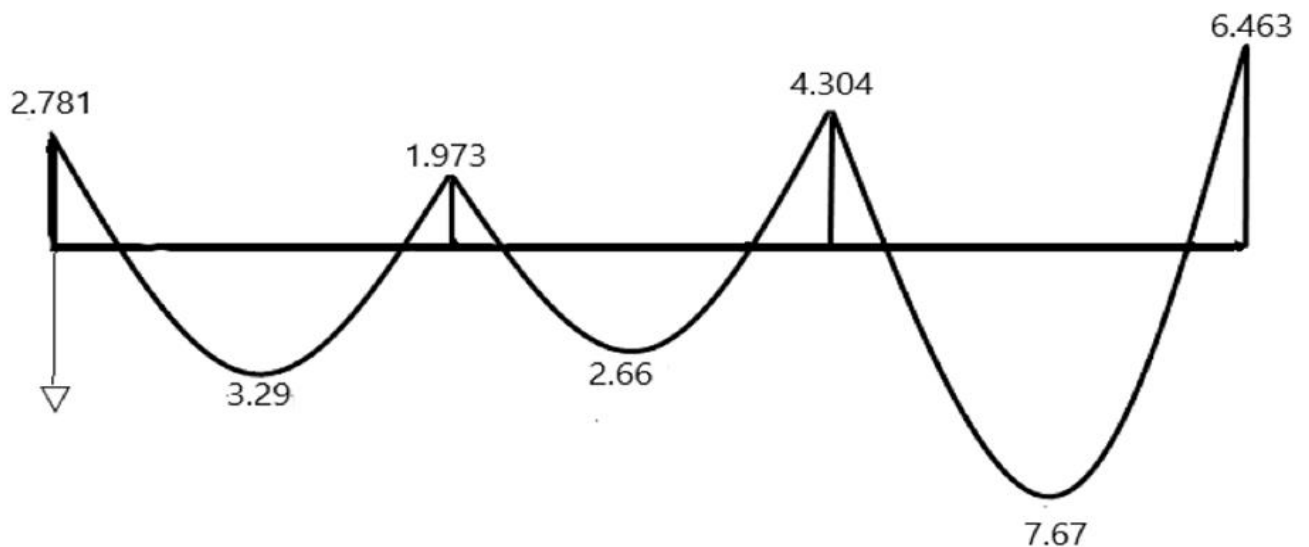


Figure III.6.13 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS

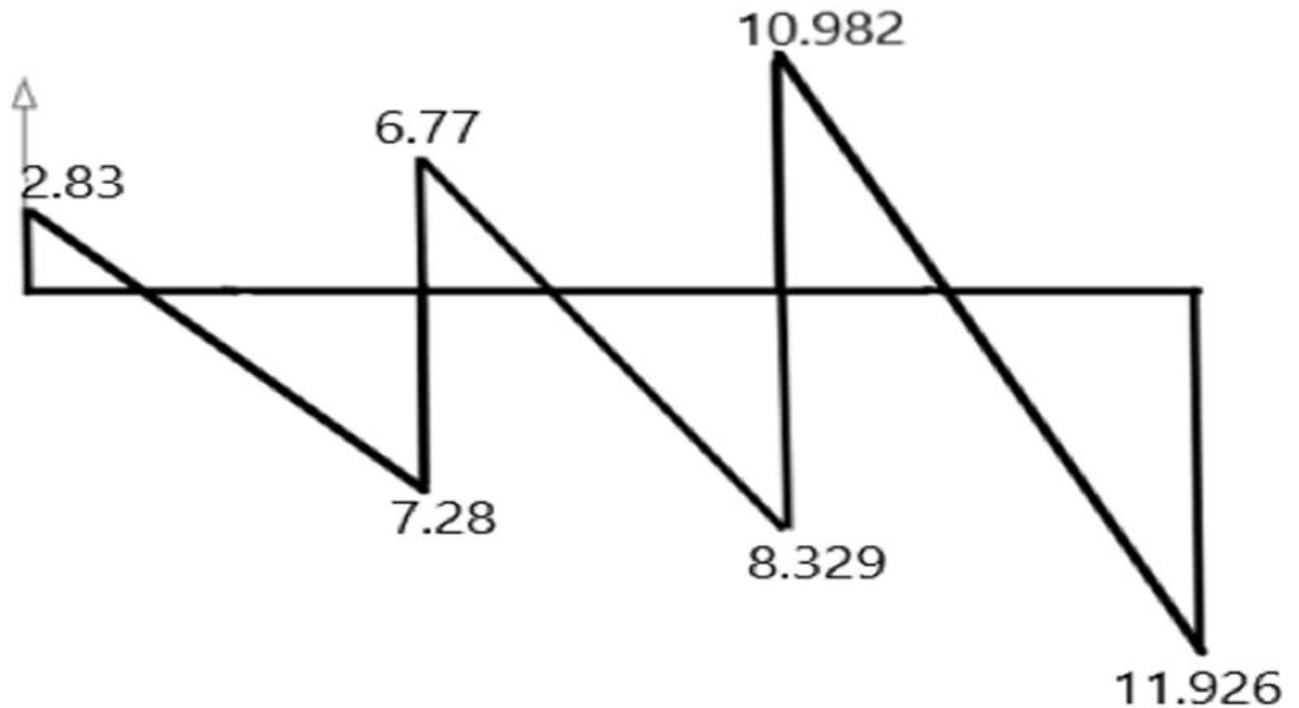


Figure III.6.14 Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

**6.10- Vérification à l'ELS****a) Vérification de la résistance à la compression du béton****1. Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \quad \beta_1 = 0,859 \quad K_1 = 20,31$$

- La contrainte dans les aciers**

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_a^{max} = 6,463 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{6,463 \times 10^3}{0,859 \times 18 \times 2,26} = 184,952 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 184,952 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{184,952}{20,31} = 9,106 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,106 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**2. En travée**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b_0d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,087 \quad \beta_1 = 0,857 \quad K_1 = 19,72$$

- La contrainte dans les aciers**

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_t^{max} = 7,67 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d A_t} = \frac{7,67 \times 10^3}{0,857 \times 18 \times 2,35} = 211,579 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 211,579 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{209,179}{19,72} = 10,729 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,729 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion** : la section vérifiée vis-à-vis de la compression.

Les vérifications étant satisfaites, donc les armatures à L'ELU sont satisfaisantes.

- b) **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiées :

$$-\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{455} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$-\frac{h}{l} \geq \frac{M_{st}}{10M_0}$$

$$-\frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

Avec : L : longueur de la travée entre nœud d'appuis.

h : hauteur totale de la section.

b<sub>0</sub> : largeur de nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

M<sub>t</sub> : moment fléchissant maximum de la travée.

➡ La première condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

- **Calcul de la flèche BAEL91 Article (B.6.5.2)**

$$f_v = \frac{M_t^s x l^2}{10 x E_v x I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{l}{500}$$

$\overline{f}$  : la flèche admissible.

E<sub>v</sub> : module de déformation différée  $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{28}} = 10818,86 \text{ MPa}$

I<sub>fv</sub> : Inertie fictive de la section pour les charges de la longue durée.

- **Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = [(b_0 \times h) + (b - b_0)] h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = [(12 \times 20) + (65 - 12)] 4 + (15 \times 2,35)$$

- **Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx**

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

$$S_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2,35 \times 18)$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{464,65}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,443$$

$$I_0 = \frac{b_0(V_1^3 + V_2^3)}{3} + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \times A_t (V_2 - c)^2 = 20081,972 \text{ cm}^4$$

B <sub>0</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>xx</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>1</sub> (cm)	V <sub>2</sub> (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
464,65	3458,5	7,5	12,5	20081,972

• Calcul des coefficients :  $\lambda_v$ ;  $\mu$ ;  $I_{fv}$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,01(2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1,64$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 211,579 + 2,1}; 0) = 0,652$$

$$\mu = 0,652$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1,1 \times 20081,972}{1 + (0,652 \times 1,64)} = 11167,93 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{7,67 \times 4,55^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 11167,93} = 1,314 \text{ mm} \leq f = \frac{4550}{500} = 9,1 \text{ mm}$$

$$f = 0,0013 \text{ m} \leq \bar{f} = 0,0091 \text{ m} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée}$$

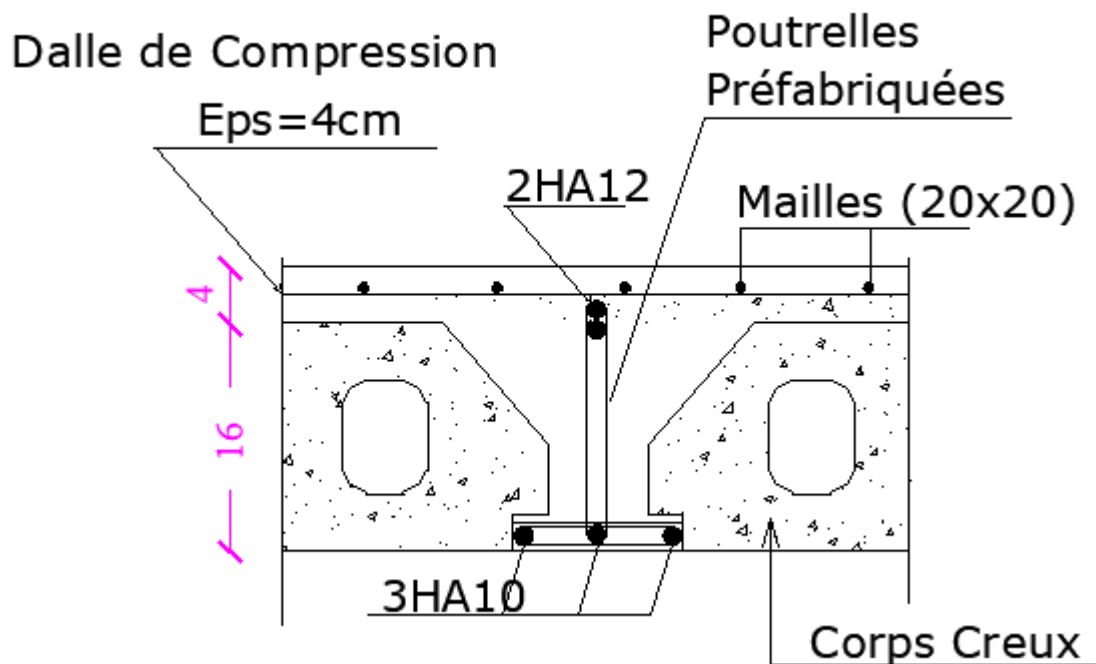


Figure III.6.15 : Ferrailage de plancher

## IV. 1. INTRODUCTION

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

L'ingénierie dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Pour l'analyse de notre structure nous allons utiliser le logiciel ETABS.

## IV.2. Présentation du logiciel ETABS

L'**ETABS (Extended three dimensions analysis of building systems)** : est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures, Le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système ,les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration..Etc.

Sachant que le logiciel ETABS est un logiciel de modélisation en langue anglaise, pour cela la connaissance de quelques termes anglais est nécessaire

### Rappel :(terminologie)

- ⇒ Grid line : ligne de grille
- ⇒ Joints : nœuds
- ⇒ Frame : portique (cadre)
- ⇒ Shell : voile
- ⇒ Elément : élément
- ⇒ Restreints : degrés de liberté (D.D.L)
- ⇒ Loads : charge
- ⇒ Uniformed Loads : point d'application de la charge
- ⇒ Define : définir
- ⇒ Materials : matériaux
- ⇒ Concrete : béton
- ⇒ Steel : acier
- ⇒ Frame section : coffrage

⇒ Column : poteau

⇒ Beam : poutre

### IV.3. Etapes de la modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...)
- Définition des charges statiques (G, Q) et introduction du spectre (E)
- Affectation des charges revenant aux éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Définition des nœuds maitres et inertie d'étages.
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse dynamique et visualisation des résultats.

### IV.4. Manuel d'utilisation d'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version etabs 9.6 , pour obtenir l'application etabs on clique sur l'icône etabs ou on passe par démarrer –programme-etabs (figure1)

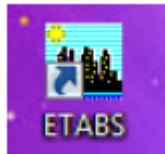
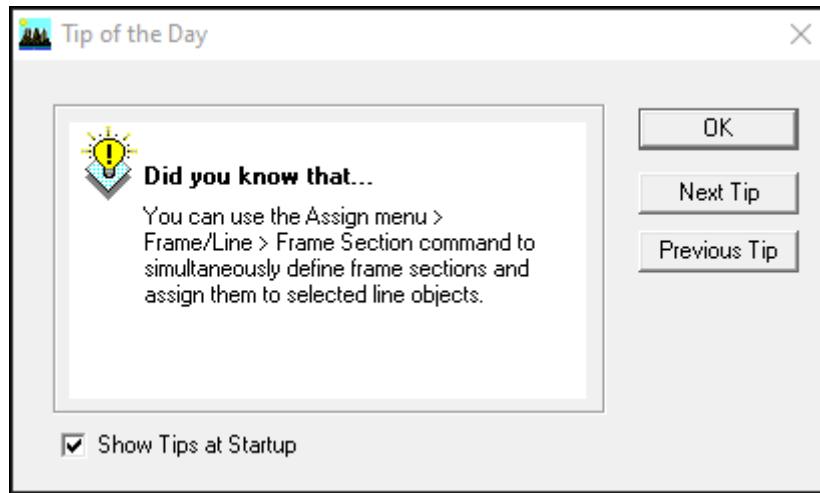


Figure IV.1 : application etabs

#### IV.4.1 Etapes de modélisation

##### 1- Introduction de la géométrie du modèle

On clique sur l'icône etabs la fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK

**a- Choix de l'unité**

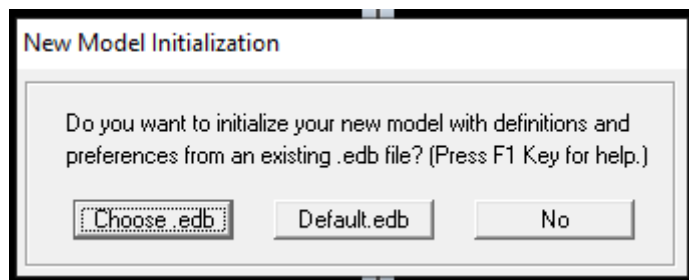
On commence par choisir les unités avec lesquels on veut travailler, on sélectionne KN et m sur l'angle droit bas de la fenêtre.



**Figure IV.2 : choix d'unité**

**b- Géométrie de base**

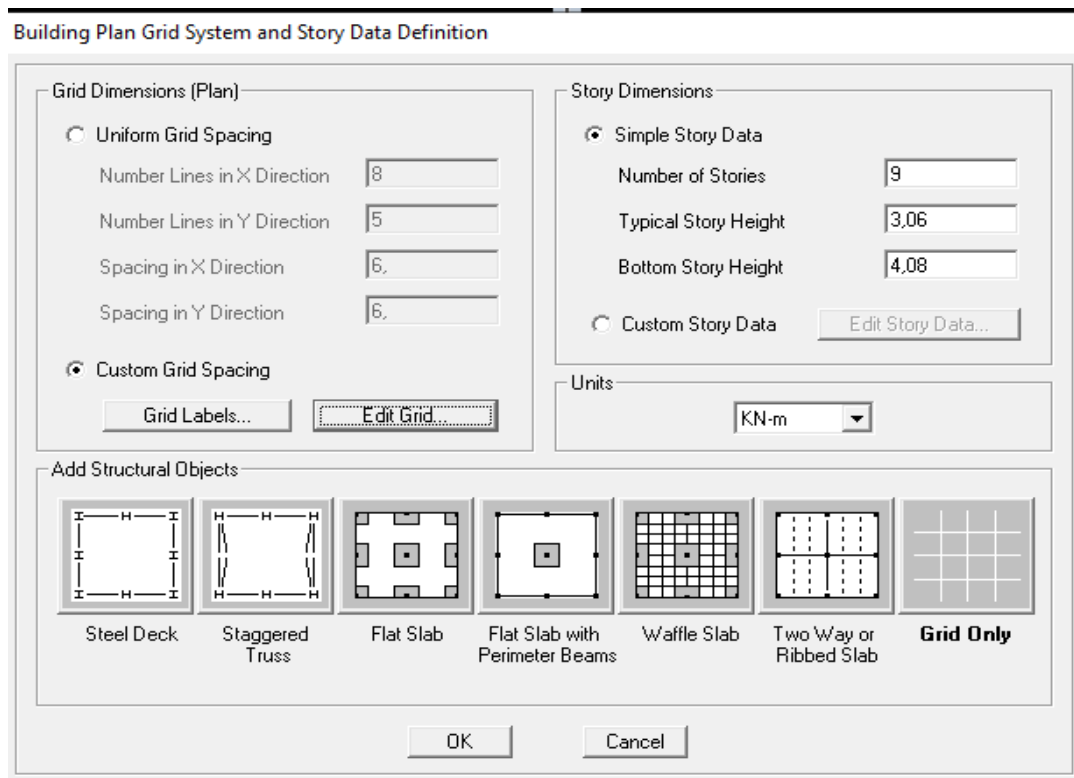
On haut de l'écran, dans **file** on sélectionne **new modèle**



**Figure IV.3 : Nouveau modèle pour la forme initiale.**

On clique sur **Default.edb**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier le nombre de lignes de grilles (**Number of grid spaces**).



**Figure IV.4 : Le système grille plan et définition des niveaux**

- **Le nombre de portique selon x-x** : (dans notre cas nous avons 8 lignes)
- **Le nombre de portique selon y-y** : (dans notre cas nous avons 5 lignes)
- **Le nombre des étages** : 9 niveau (7 étage +RDC +Entre sol)

Sachant que les distances entre lignes de grilles sont Différentes, elles seront modifiées ultérieurement, il n'est donc pas nécessaire de modifier les valeurs données par défaut dans la partie **Custom Grid Spacing**.

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris :

**Edit Grid Data Modifie** → **Spacing**

On introduit les distances selon x et y : → **OK**



**Define Grid Data**

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	3,15	Primary	Show	Top	
2	B	3,80	Primary	Show	Top	
3	C	2,90	Primary	Show	Top	
4	D	4,60	Primary	Show	Top	
5	E	2,90	Primary	Show	Top	
6	F	3,80	Primary	Show	Top	
7	G	3,15	Primary	Show	Top	
8	H	0	Primary	Show	Top	
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	4,55	Primary	Show	Left	
2	2	3	Primary	Show	Left	
3	3	3	Primary	Show	Left	
4	4	4,55	Primary	Show	Left	
5	5	0	Primary	Show	Left	
6						
7						
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as: ☐ Ordinates ☒ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Figure IV.5 : modélisation des longueurs des trames

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
10	ET7	3,06	29,58	Yes		No	0,
9	ET6	3,06	26,52	No	ET7	No	0,
8	ET5	3,06	23,46	No	ET7	No	0,
7	ET4	3,06	20,4	No	ET7	No	0,
6	ET3	3,06	17,34	No	ET7	No	0,
5	ET2	3,06	14,28	No	ET7	No	0,
4	ET1	3,06	11,22	No	ET7	No	0,
3	RDC	4,08	8,16	No	NONE	No	0,
2	ENTRE-SOL	4,08	4,08	No	NONE	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height: 3,06 [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units: KN-m

OK Cancel

Figure IV.6 : modélisation des longueurs des étages

Après validation de tous nos choix, on clique sur OK, on aura deux fenêtre représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D. suivant l'un des plan X-Y , X-Z , Y-Z :

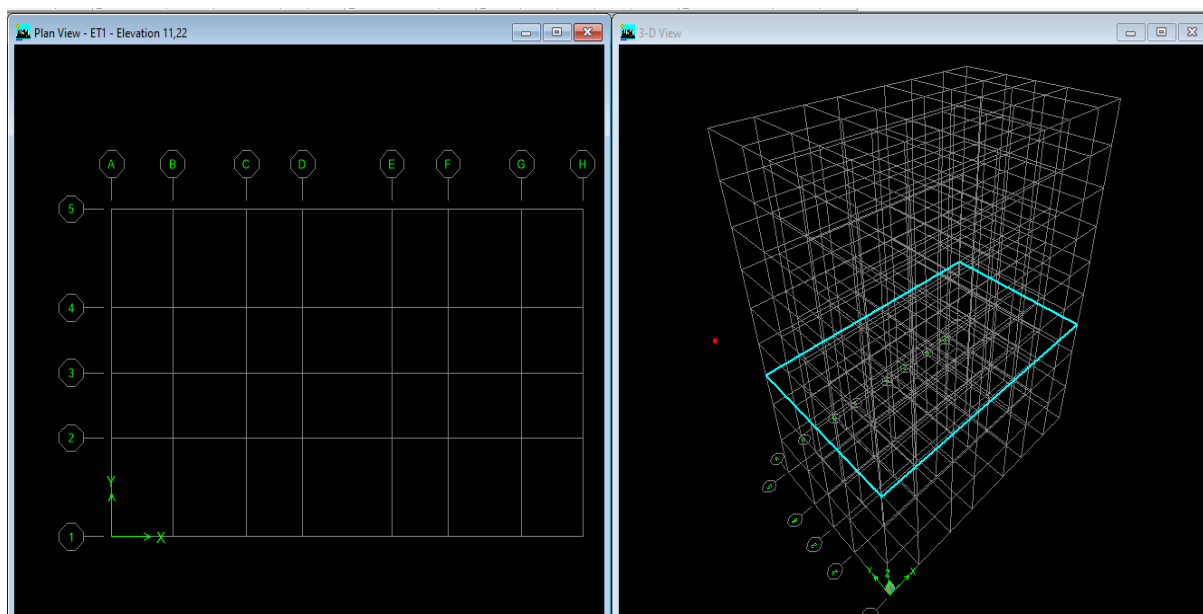
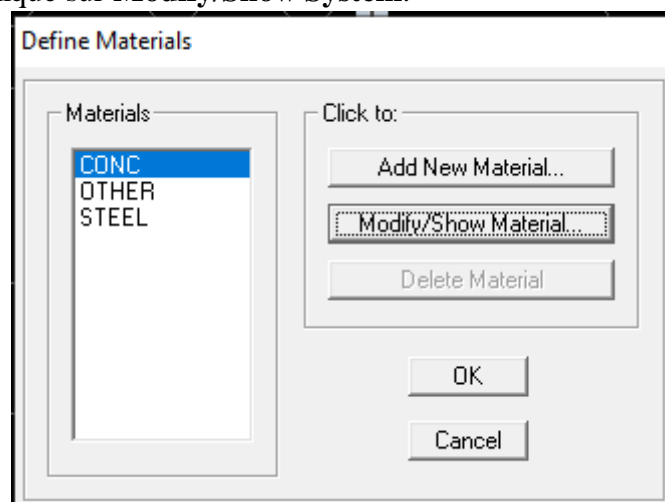


Figure IV.7 : La forme initiale de l'ossature en 3D avec un système de grilles.

## 2- Spécification de la propriété mécanique de l'acier et du béton

On clique sur **Define/material properties** on sélectionne **Concrete** (béton) puis on clique sur **Modify/Show System**.



**Material Property Data**

<b>Material Name</b> : BETON25		<b>Display Color</b> Color : <span style="background-color: blue; color: blue;"> </span>	
<b>Type of Material</b> <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		<b>Type of Design</b> Design : Concrete	
<b>Analysis Property Data</b>		<b>Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)</b>	
Mass per unit Volume	2.5	Specified Conc Comp Strength, f'c	25000
Weight per unit Volume	25	Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000
Modulus of Elasticity	32164200	Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000
Poisson's Ratio	0.2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	10342136.8		
OK		Cancel	

**Figure IV.8 : introduction des propriétés mécanique du béton**

### 3- Propriétés géométriques des éléments

#### 3-1- définition des portiques (poteaux et poutres)

Cette étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

On sélectionne **Define/ Frame Sections**.

-Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne la forme de la section considérer, exemple **addrectangular** pour une section d'une poutre.

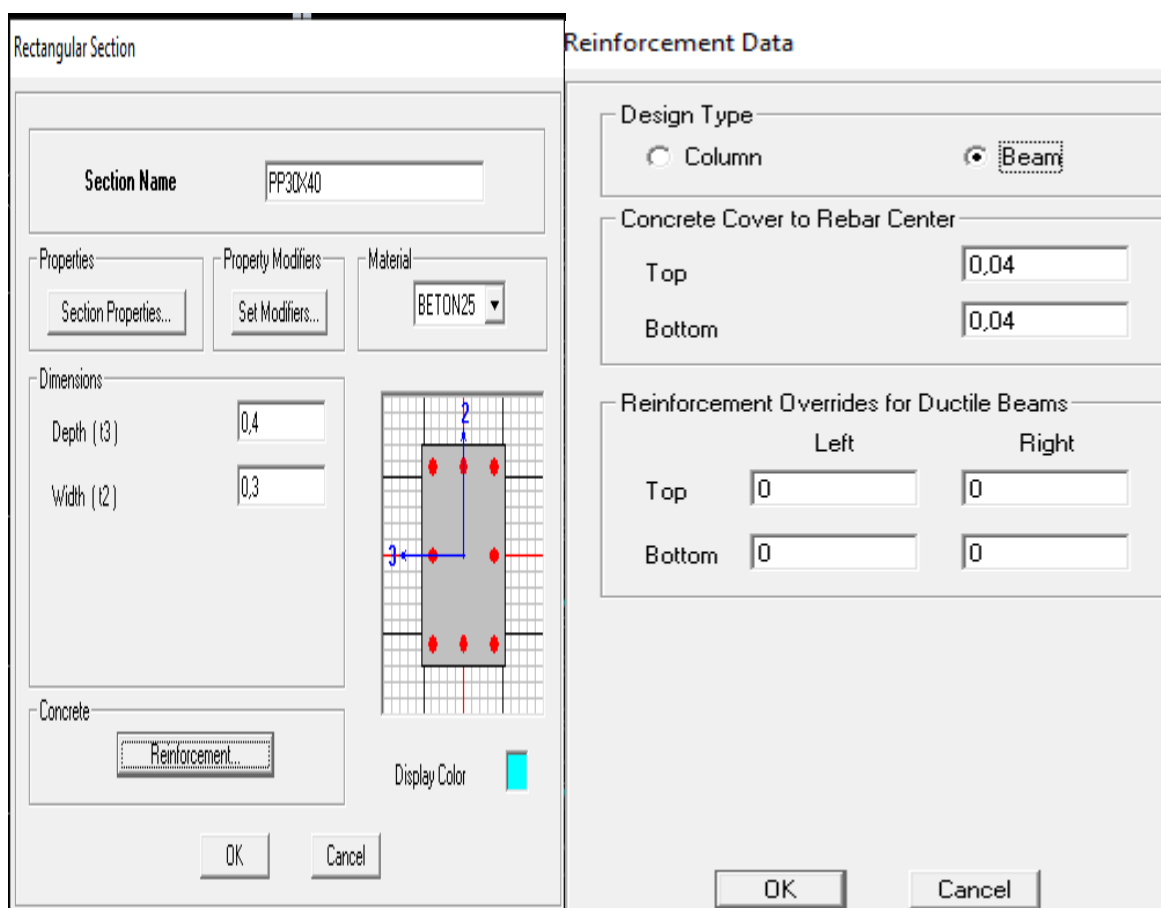
- Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne : **AddRectangular sections**

**Define Frame Properties**

<b>Properties</b> Type in property to find: W44X335 W40X362 W40X372 W40X392 W40X397 W40X431 W40X503 W40X593 W44X230 W44X262 W44X290 W44X335	<b>Click to:</b> Import I/Wide Flange Add I/Wide Flange Modify/Show Property... Delete Property OK Cancel
--	---

introduire les dimensions des poutre , choisir le béton et la couleur → **reinforcement** .

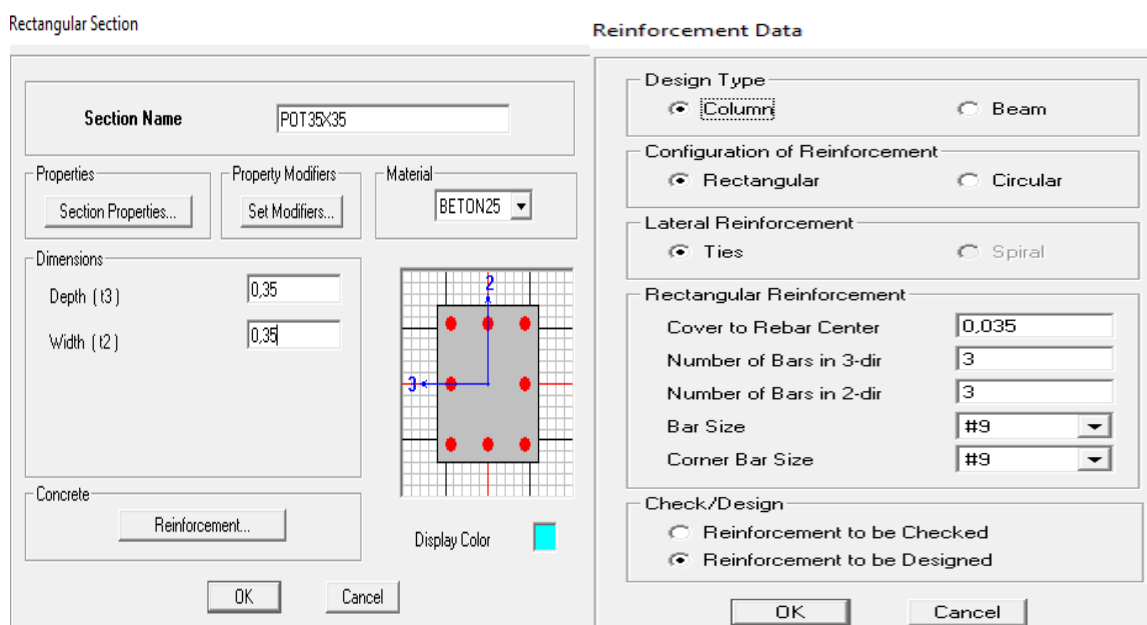
un clique sur **Beam** → introduire la valeur de recouvrement des barre **0.04** → **OK** → **OK**



**Figure IV.9 : introduction des dimensions des poutres**

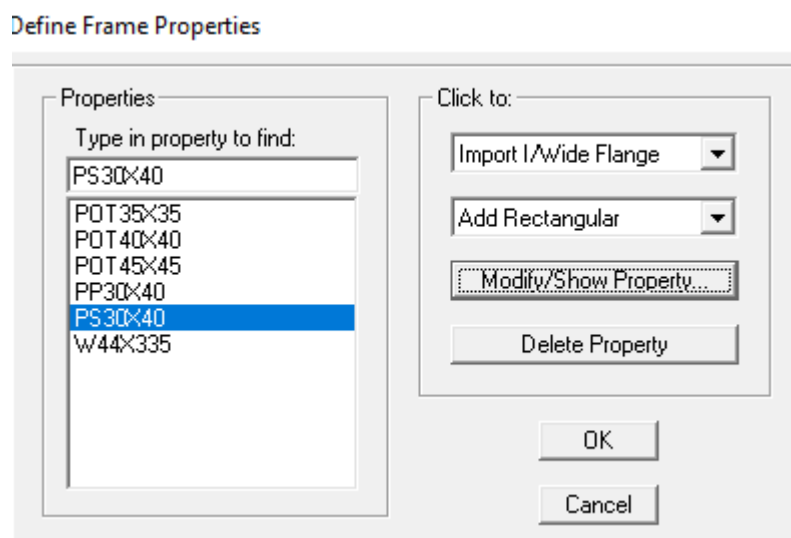
Introduire les dimensions des poteaux, choisir le béton et la couleur → **reinforcement**.

Un clique sur **column** → introduire la valeur de recouvrement des barre **0.035** → **OK** → **OK**



**Figure IV.10 : introduction du dimensionnement des poteaux**

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments barres



### 3-2-Définition des voiles et dalle pleine et plancher

#### - Les voiles :

**Défine** → **wall /slab/deck section** → **add new wall**

Et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.

Wall/Slab Section

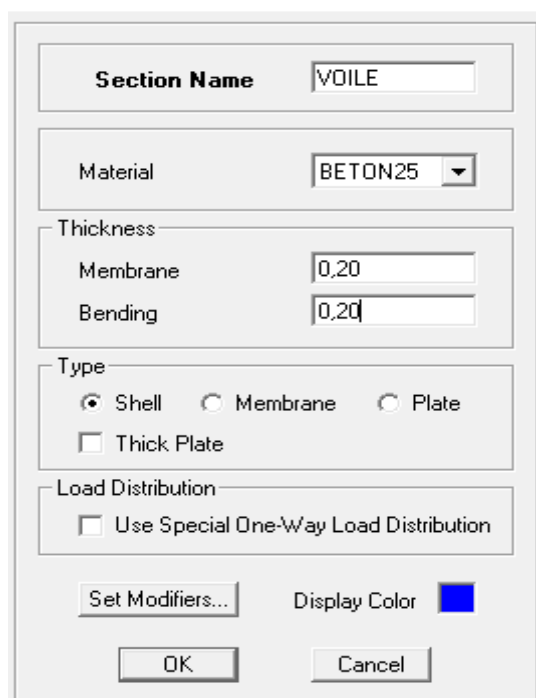


Figure IV.11 : Introduction des dimensions des voiles.

#### Les dalles pleines:

**Défine** → **wall/slab/deck section** → **add new slab**

Wall/Slab Section

Section Name: DP

Material: BETON25

Thickness:

Membrane: 0,15

Bending: 0,15

Type:

☐ Shell ☐ Membrane ☒ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution:

☐ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: [Green Box]

OK Cancel

Figure IV.12 : introduction des dimensions des dalles pleines

## - Les planchers

Define → wall/slab/deck section → add new slab

Wall/Slab Section

Section Name: SLAB1

Material: AUTRE

Thickness:

Membrane: 0,0000001

Bending: 0,0000001

Type:

☐ Shell ☒ Membrane ☐ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution:

☒ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: [Empty Box]

OK Cancel

Figure IV.13 : introduction des dimensions des plancher

## 4- Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

♦ **Pour les poteaux** On clique sur le bouton



Une fenêtre s'affiche (*properties of Object*) ⇒ *None* on choisit le nom de la section (pot45x45 par exemple) on valide.

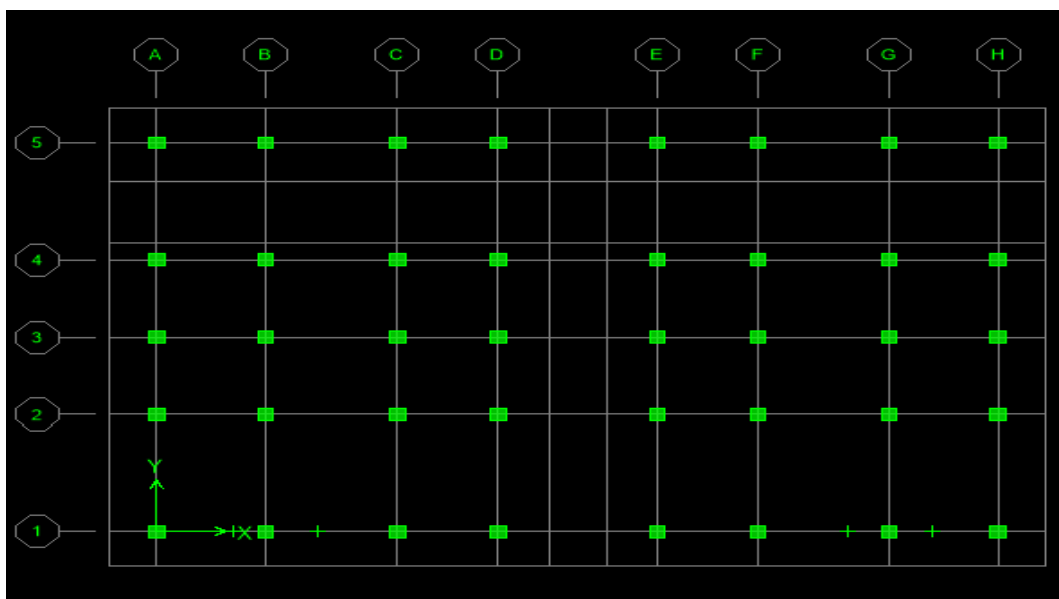




Figure IV.14 : dessin des poteaux

#### ◆ Pour la poutre et les voiles

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles

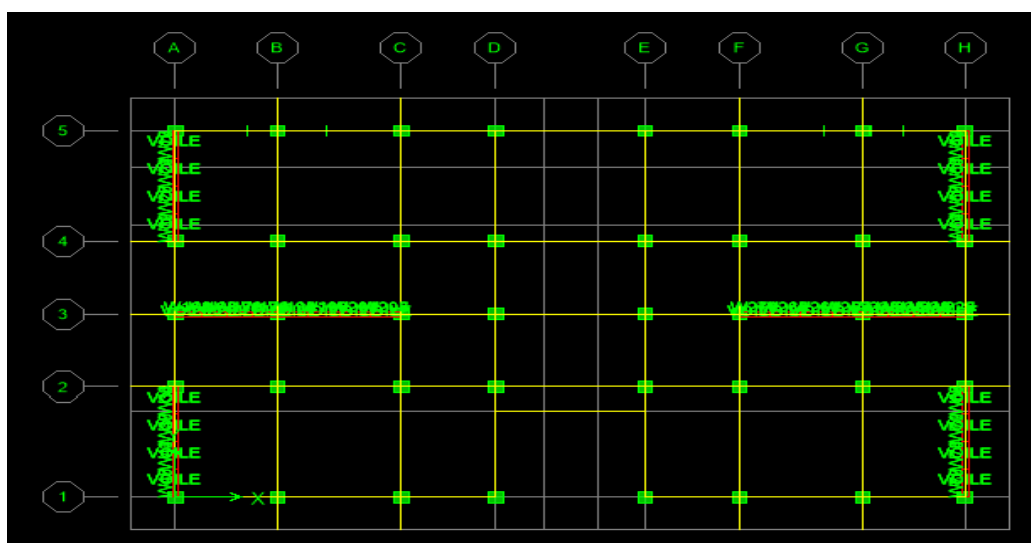


Figure IV.15 : dessin des poutres et des voiles

### ◆ Pour les dalles et plancher

Pour les dalles et les plancher :

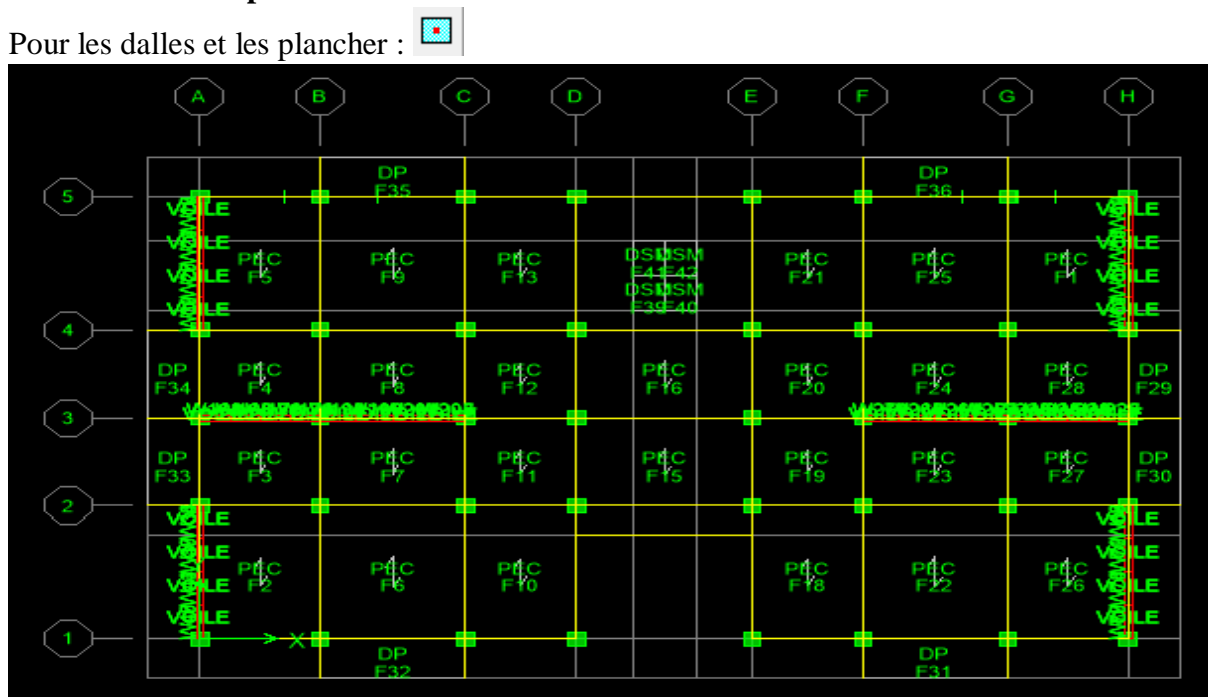

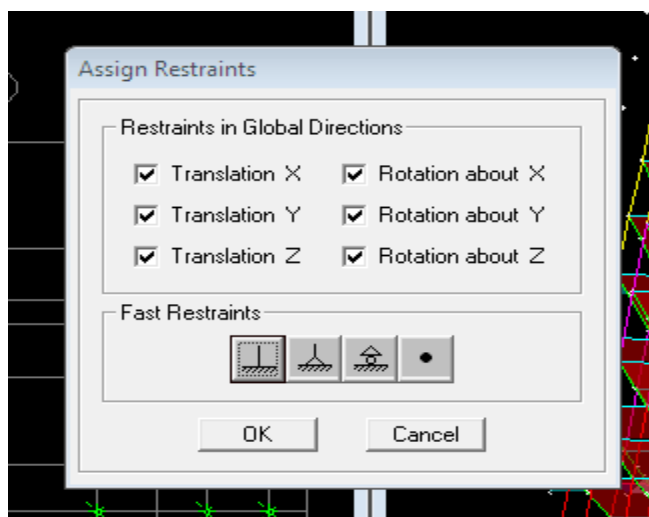


Figure IV.16 : dessin des plancher et des dalles pleines et palier

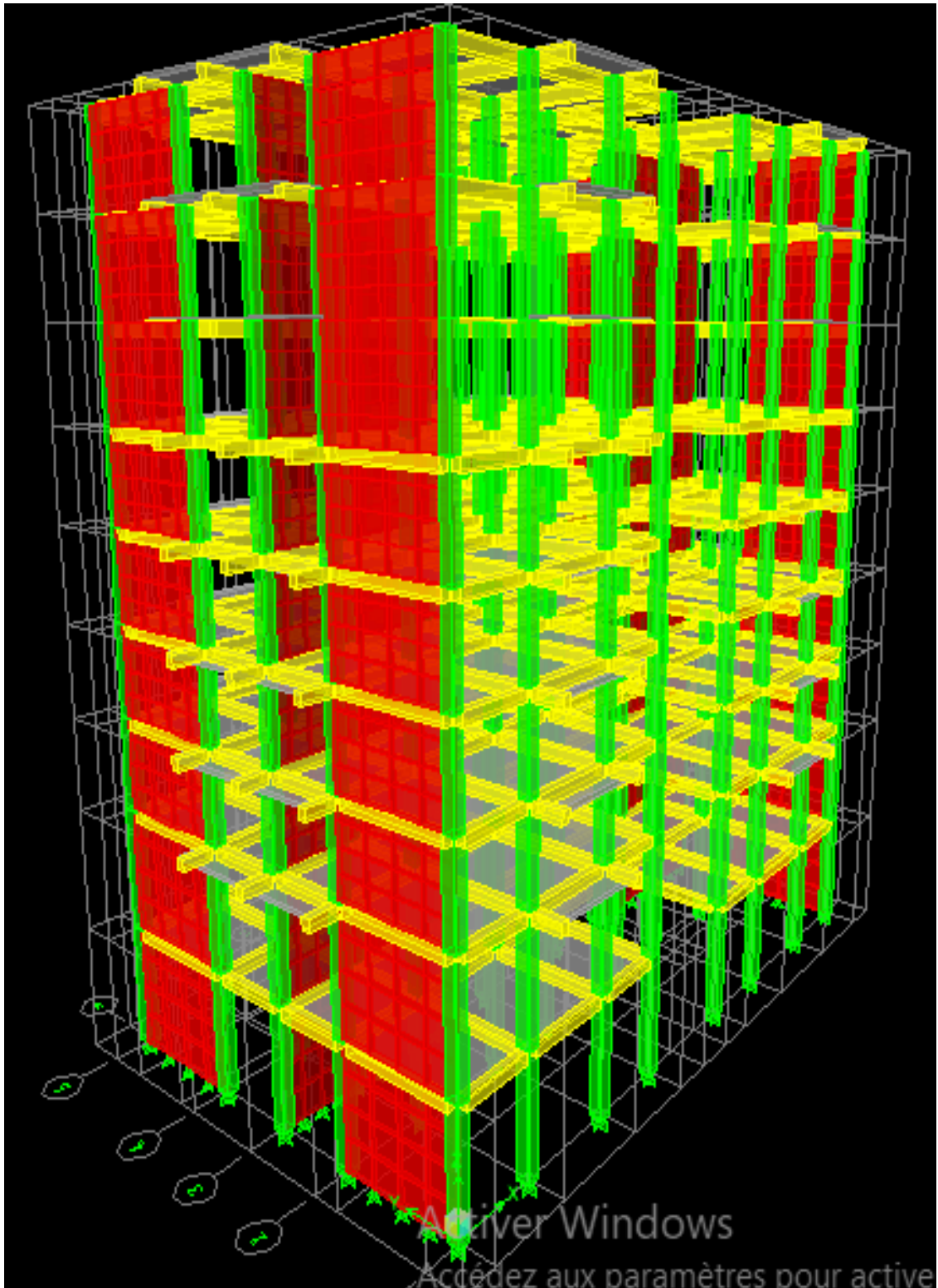
### Définition des appuis à la base la structure

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.





**Figure IV.17 : vue en 3D de la structure**

## 5- Définition des charges (G et Q) et introduction du spectre (E)

### 5-1 – charges G et Q

La structure est soumise à Des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define** ⇒ **Static Load Cases**,

Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Q	LIVE	0	
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK

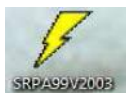
Cancel

Figure IV.18: définition des charges et surcharges

### 5.2- charge dynamique (EX et EY)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations [(Sa/g) Accélération spectrale] pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

**On introduit le spectre du RPA à partir du logiciel RPA99ci-dessous**



Ce logiciel permet d'introduire les données sismiques suivantes :

- ◆ La zone :  $II_a$
- ◆ Le groupe d'usage : 2 (bâtiments à usage d'habitations).
- ◆ Le coefficient de comportement R : contreventement mixte ( $R=3.5$ ).
- ◆ Le coefficient d'accélération de zone A :  $A=0,15$  (Tableau 4.1 RPA 99. V2003).
- ◆ Le pourcentage d'amortissement critique :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend le portique en béton armé dense et les voiles ou murs en béton armé /maçonnerie :  $\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$

- ◆ Site : S3. (site meuble)
- ◆ Facteur de qualité (Q):  $Q=1+\sum P q$  :  $Q=1,15$

Facteur de qualité:

Choisissez les caractères non-observés

☐ Conditions minimales sur les files de contreventement. (0.05)  
☐ Redondance en plan. (0.05)  
☐ Régularité en plan. (0.05)  
☐ Régularité en élévation. (0.05)  
☒ Contrôle de la qualité des matériaux. (0.05)  
☒ Contrôle de la qualité de l'exécution. (0.10)

Q = 1.15

Appliquer OK

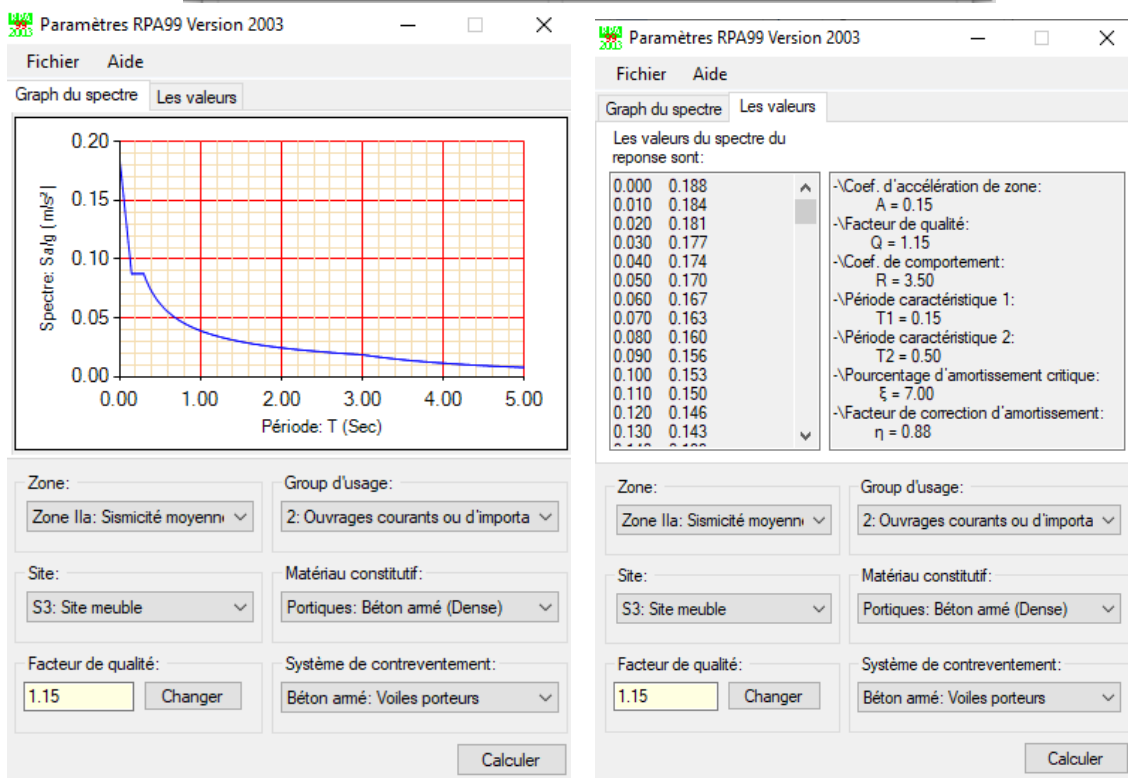


Figure IV.19 : interface d'introduction de la donnée du spectre dans le logiciel du RPA

Enregistré on va choisir l'emplacement du dossier Nom Enregistré Define... Reponce spectrum function..... Spectrum from file et Add new function Complete le tableau , Browse ramené le RPA déjà enregistré Display graph Covert to used defined ok

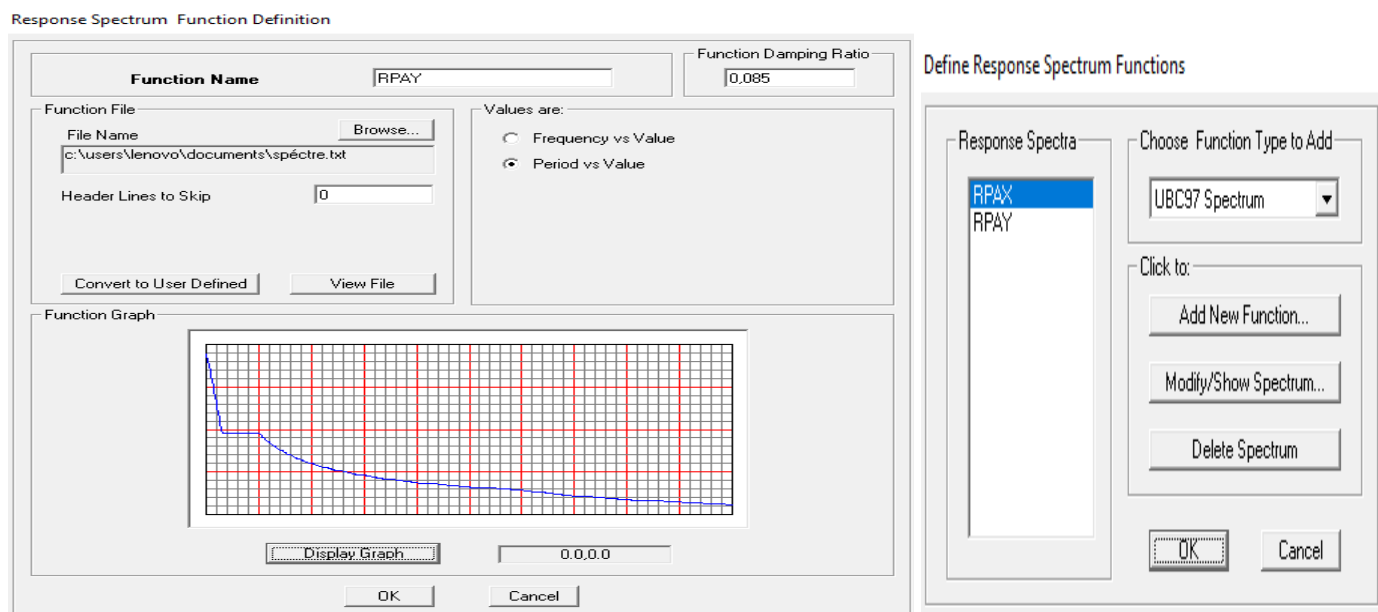


Figure IV.20 : introduction du spectre de reponce

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on clique sur : **Define Responses spectrum cases → Add New Spectrum**

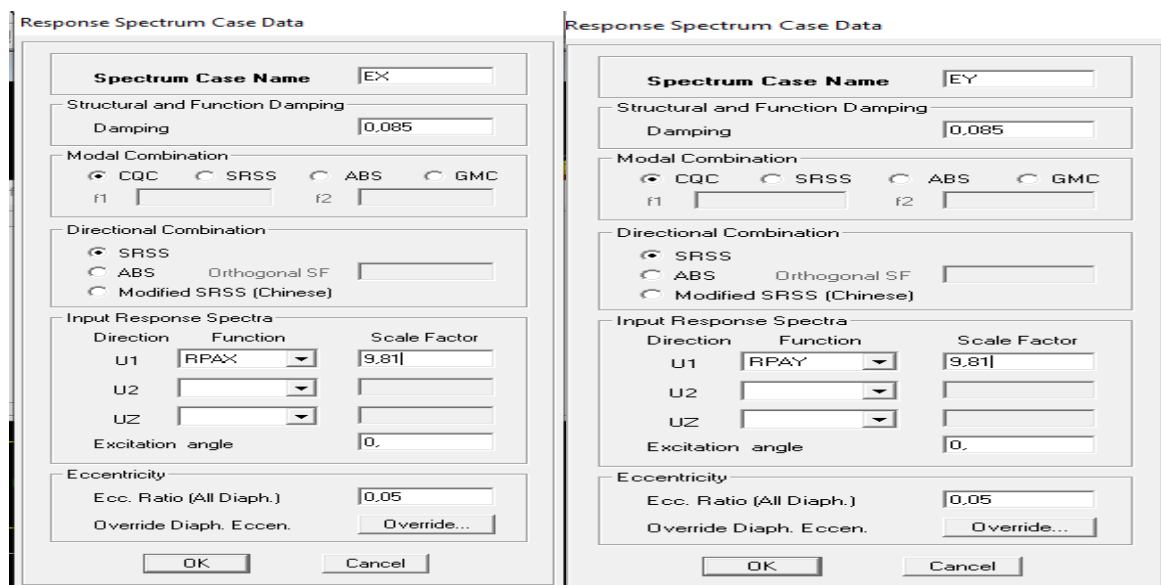


Figure IV.21: définition des chargements EX et EY

## Chargement de la structure

### ➤ Etapes du chargement

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher de l'étage courant et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur Assign → Shell/Area load → Uniform...

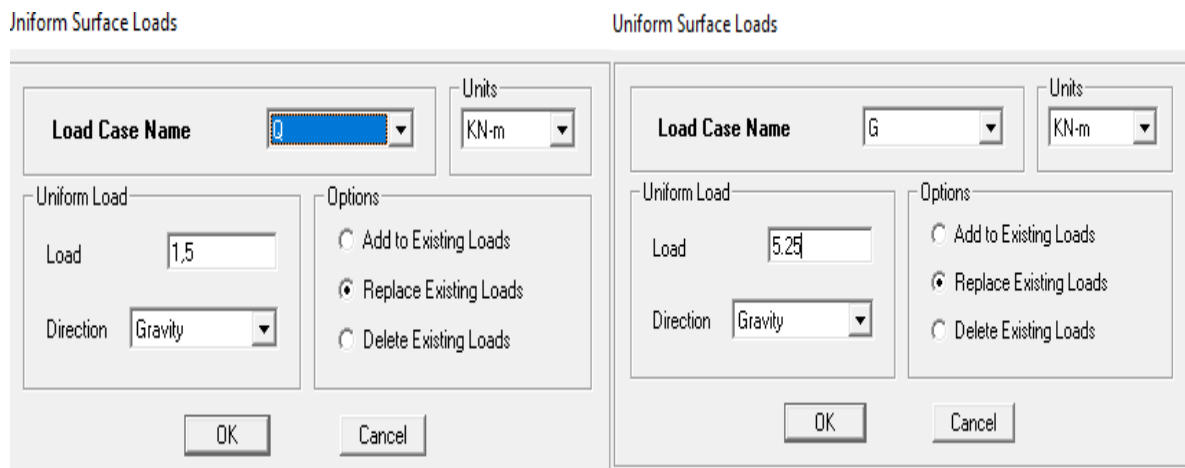


Figure IV.22 : chargement du plancher

On reproduit les mêmes étapes pour les autres éléments de la structure avec les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitation suivante :

### Les dalles pleines

Etage terrasse :  $G = 1,56 \text{ KN/ml}$

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

Salle machine :  $G = 4,85 \text{ KN/m}^2$

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

Balcon :  $G = 1,56 \text{ KN/m}^2$

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

### Plancher

Plancher terrasse  $G = 5,83 \text{ KN/m}^2$

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

Plancher étage courants  $G = 5,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

Acrotère  $G = 1,819 \text{ KN/m}^2$

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

:

### ❖ Evaluation des charges des poutres secondaires

Poutre secondaire intermédiaire étage courant :  $G = 3,412 \text{ KN/m}^2$   
 $Q = 0,975 \text{ KN/m}^2$

Poutre secondaire de rive étage courant :  $G = 1,706 \text{ KN/m}^2$   
 $Q = 0,487 \text{ KN/m}^2$

Poutre secondaire intermédiaire de l'étage terrasse  $G = 4.147 \text{ KN/m}^2$   
 $Q = 0,65 \text{ KN/m}^2$

Poutre secondaire de rive de l'étage terrasse  $G = 2.073 \text{ KN/m}^2$   
 $Q = 0,325 \text{ KN/m}^2$

Poutre secondaire intermédiaire étage entre sol  $G = 3,412 \text{ KN/m}^2$   
 $Q = 1,625 \text{ KN/m}^2$

Poutre secondaire de la rive étage entre sol  $G = 1,706 \text{ KN/m}^2$   
 $Q = 0,812 \text{ KN/m}^2$

### Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations qui sont exigé par le **RPA**

#### ➤ Combinaisons selon le RPA

$G + Q + E_x$

$G + Q - E_x$

$G + Q + E_y$

$G + Q - E_y$

$0.8G + E_x$

$0.8G - E_x$

$0.8G + E_y$

$0.8G - E_y$

#### ➤ Combinaisons selon le BAEL

**ELU** :  $1.35G + 1.5Q$

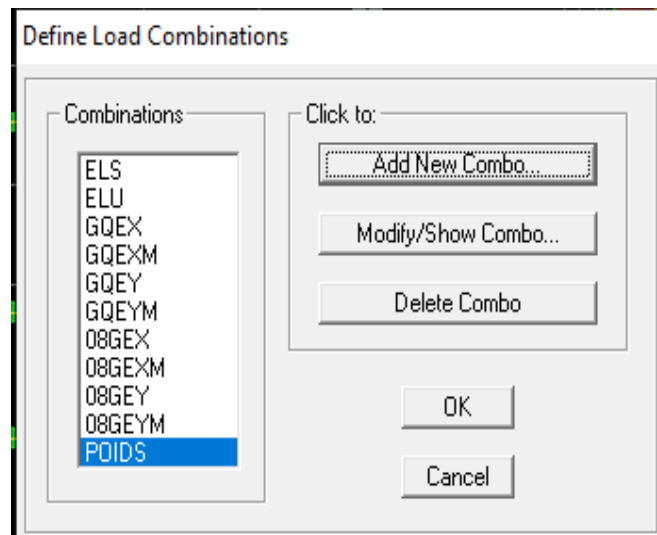
**ELS** :  $G + Q$

#### ➤ Combinaisons de poids

$W = G + 0.2Q$

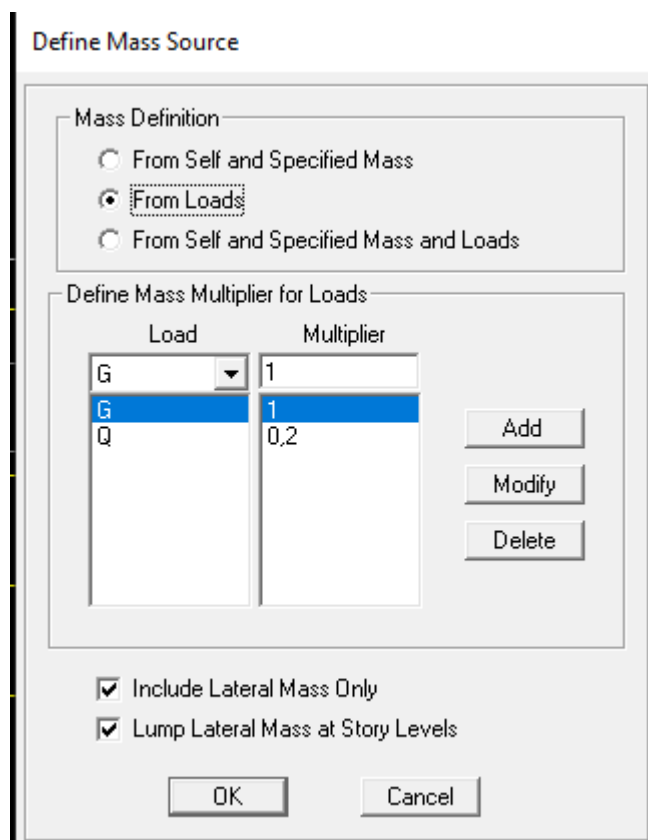
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur

**Define load Combinations... Add New Combo ...Choisir le nom définir les coefficients**



On reprend les mêmes étapes pour introduire les autres combinaisons d'actions

**Define →masse source→ from load**



**Figure IV.23 : introduction de la masse source**

### ➤ Diaphragme

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci

pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur : **Assign** ⇒ **Joint/point** ⇒ **Diaphragm** ⇒ **Add New Diaphragm**

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragm on clique sur OK pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers

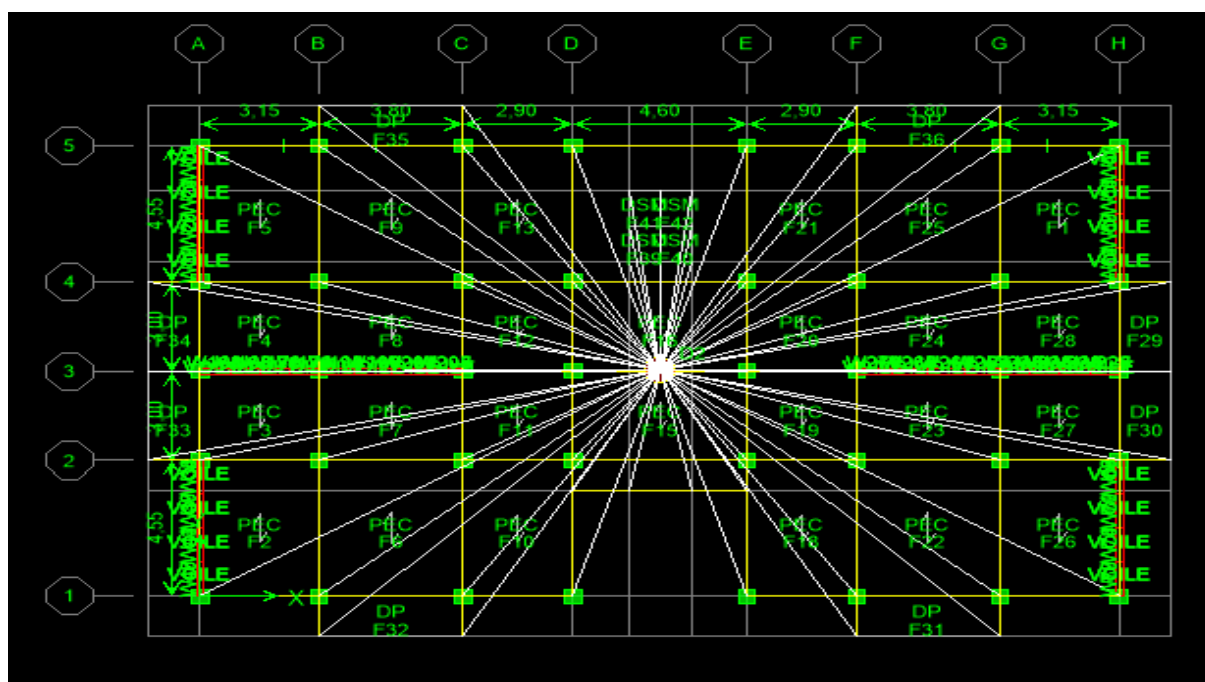
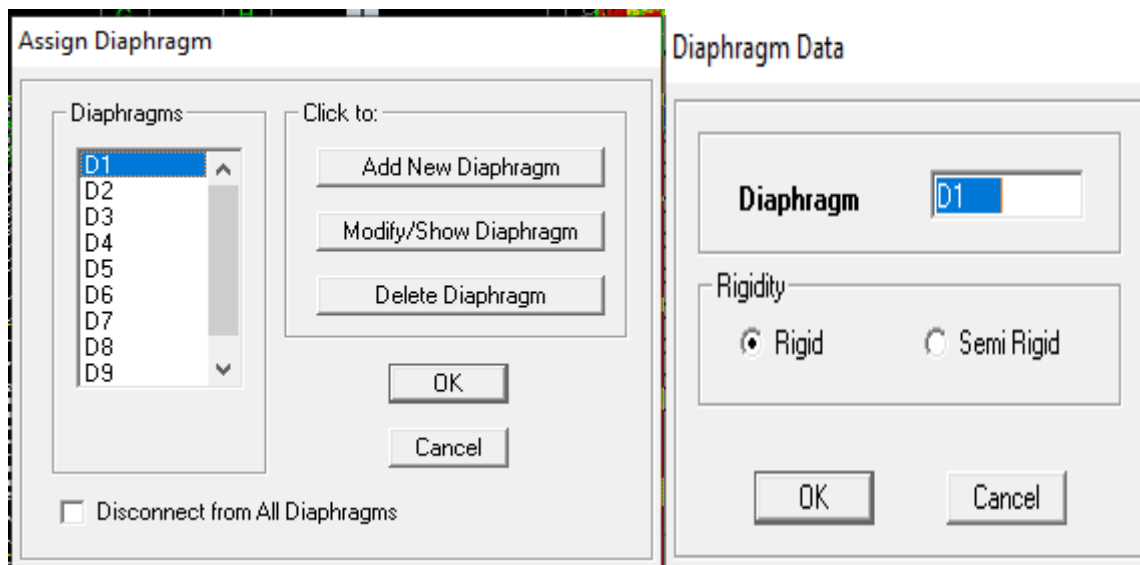
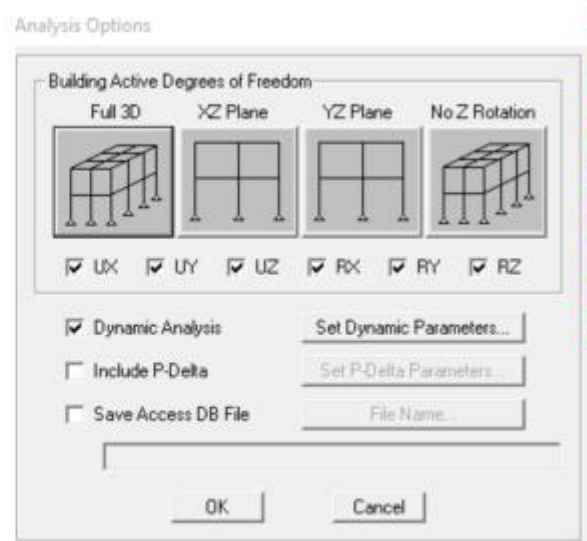
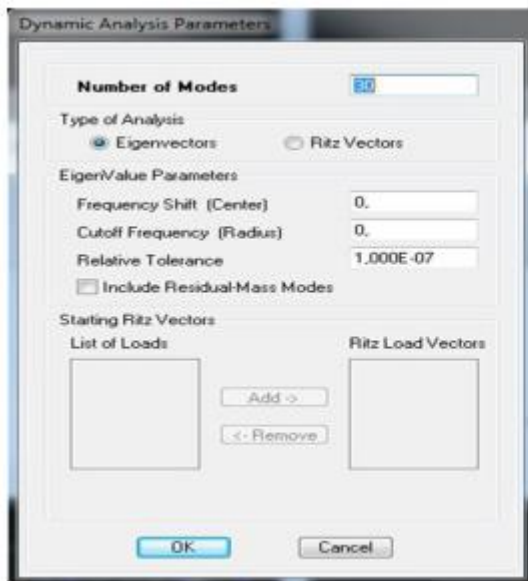


Figure IV.24 : diaphragme de l'ET1

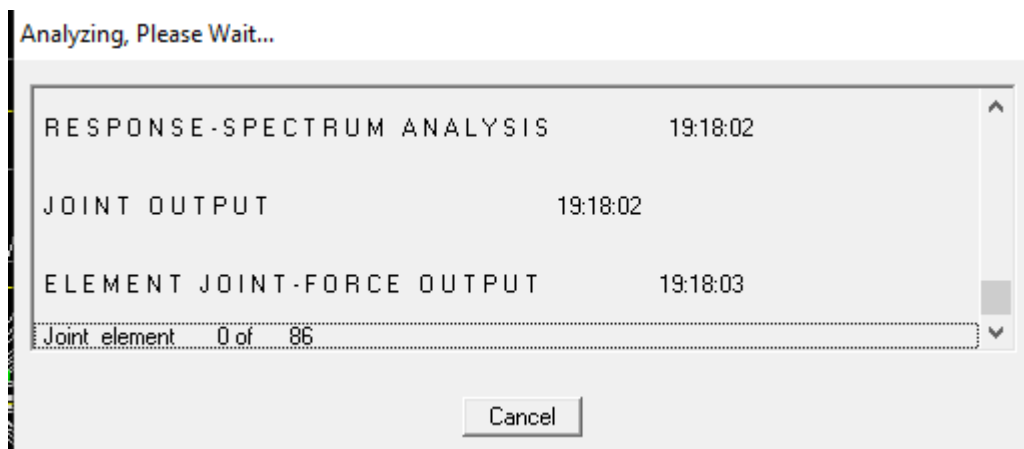


➤ **Analyse de la structure**

**Analyse → set Analysis Option → Set Dynamic Paramètres →ok**



exécution de l'analyse et visualisation des résultats.  
Pour analyser On clique sur **F5** ou **analyse →Run analyse**.



## V.1 Introduction

Les constructions sont généralement considérées comme « parasismiques » lorsqu'elles sont conformes aux règles parasismiques en vigueur. En effet, l'application des règles parasismiques limite d'une manière importante l'ampleur des dommages sismiques, car ces dernières ont pour but de conférer aux ouvrages un certain niveau de protection vis-à-vis de l'action sismique, qu'elles soient optimisées ou non par la conception.

C'est pour cela qu'avant de passer à l'étape du ferrailage (ferrailage des éléments structuraux), Les règles parasismiques algériennes (**RPA 99/version 2003**) exigent la satisfaction des conditions suivantes :

1. La période fondamentale de la structure.
2. L'excentricité.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale.
4. Justification du système de contreventement.
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. Déplacement maximal de la structure.
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
9. Spécification pour les poteaux.

## V.2 Vérification de la période empirique T

### 1.1- Calcul de la période empirique

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_1 = 0,05 \times (29.58)^{3/4} = 0,634s$$

### 1.2- Calcul de la période empirique majorée

$$T_{maj} = T + 30\% T = 0,824 s$$

### 1.3- Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

**Display → show tables**

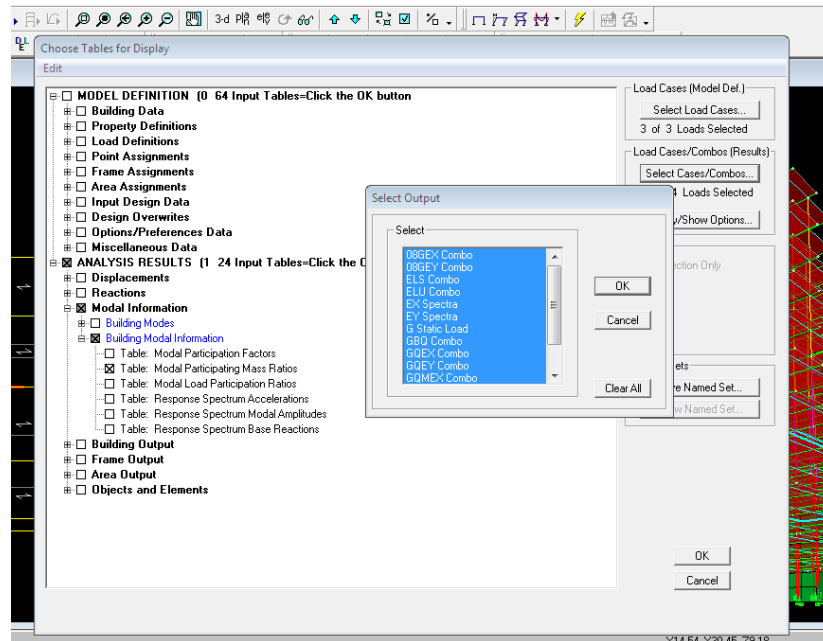
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS → modal information → Building Modal Information**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combos... → OK → OK**

Un autre tableau s'affichera.



On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « **Modal Participating Mass Ratios** »

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,662106	0,0000	71,5451	0,0000	0,0000	71,5451	0,0000	98,5117
2	0,585390	72,3868	0,0000	0,0000	72,3868	71,5451	0,0000	0,0000
3	0,538087	0,0386	0,0024	0,0000	72,4254	71,5475	0,0000	0,0038
4	0,156813	0,0000	18,1039	0,0000	72,4254	89,6515	0,0000	1,2269
5	0,143398	18,3871	0,0000	0,0000	90,8125	89,6515	0,0000	0,0000
6	0,125046	0,0082	0,0006	0,0000	90,8206	89,6521	0,0000	0,0000
7	0,067211	0,0000	5,6144	0,0000	90,8206	95,2665	0,0000	0,2060
8	0,064648	5,1647	0,0000	0,0000	95,9853	95,2665	0,0000	0,0000
9	0,053363	0,0010	0,0002	0,0000	95,9864	95,2667	0,0000	0,0000
10	0,040503	2,2556	0,0000	0,0000	98,2420	95,2667	0,0000	0,0000
11	0,040072	0,0000	2,5899	0,0000	98,2420	97,8566	0,0000	0,0343
12	0,037476	0,0005	0,0000	0,0000	98,2424	97,8566	0,0000	0,0000

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

Mode	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Period	0,662106	0,58539	0,538087	0,156813	0,143398	0,125046	0,067211	0,064648	0,053363	0,040503

**Tableau V.1 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes**

### ❖ Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée  $T = 0,634$  s
- La période majorée  $T_{maj} = 0,824$  s
- La période ETABS  $T_{etabs} = 0,662$  s

On remarque que :  $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est inférieure celle calculée (majorée).

**→ La période est vérifiée**

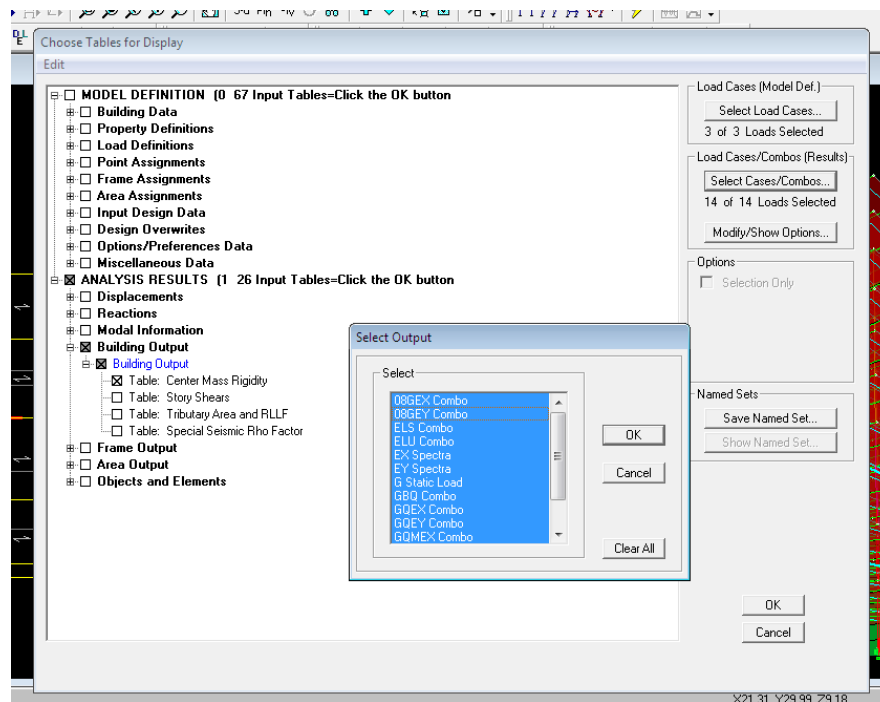
### V.2 Vérification de l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , ( $L$  étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante :

**Display → show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes

**ANALYSIS RESULTS → building output**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur

**Select cases/combos... → OK → OK**

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity									
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	ENTRESOL	D1	431,5814	431,5814	12,193	7,607	431,5814	431,5814	12,193
	RDC	D2	440,6100	440,6100	12,192	7,581	440,6100	440,6100	12,192
	ET1	D3	415,1013	415,1013	12,194	7,583	415,1013	415,1013	12,194
	ET2	D4	409,5872	409,5872	12,195	7,584	409,5872	409,5872	12,195
	ET3	D5	409,5872	409,5872	12,195	7,584	409,5872	409,5872	12,195
	ET4	D6	403,7366	403,7366	12,196	7,584	403,7366	403,7366	12,196
	ET5	D7	399,0025	399,0025	12,196	7,585	399,0025	399,0025	12,196
	ET6	D8	399,0025	399,0025	12,196	7,585	399,0025	399,0025	12,196
	TERASSE	D9	420,9264	420,9264	12,150	7,739	420,9264	420,9264	12,150

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
ENTRESOL	12,193	7,607	12,15	7,555	0,043	0,052
RDC	12,192	7,581	12,15	7,565	0,042	0,016
ET1	12,194	7,583	12,15	7,573	0,044	0,01
ET2	12,195	7,584	12,15	7,58	0,045	0,004
ET3	12,195	7,584	12,15	7,586	0,045	-0,002
ET4	12,196	7,584	12,15	7,592	0,046	-0,008
ET5	12,196	7,585	12,15	7,597	0,046	-0,012
ET6	12,196	7,585	12,15	7,6	0,046	-0,015
TERASSE	12,15	7,739	12,15	7,602	0	0,137

Tableau V.2 : vérification de l'excentricité

Avec :  $e_x = |XCM - XCR|$

$e_y = |YCM - YCR|$

#### ❖ Comparaison des résultats :

##### • Sens longitudinal

$5\%L_x \geq e_x \rightarrow 0,05 \times 24,3 = 1,21 > 0,046 \dots \dots \dots$  condition vérifiée

##### • Sens transversal

$5\%L_y \geq e_y \rightarrow 0,05 \times 15,1 = 0,755 > 0,137 \dots \dots \dots$  condition vérifiée

### V.3 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Mode	Période	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,662106	0	71,5451	0
2	0,58539	72,3868	71,5451	0
3	0,538087	72,4254	71,5475	0
4	0,156813	72,4254	89,6515	0
5	0,143398	90,8125	89,6515	0
6	0,125046	90,8206	89,6521	0

7	0,067211	90,8206	95,2665	0
8	0,064648	95,9853	95,2665	0
9	0,053363	95,9864	95,2667	0
10	0,040503	98,242	95,2667	0
11	0,040072	98,242	97,8566	0
12	0,037476	98,2424	97,8566	0

**Tableau V.3 : vérification de la masse nodale**

La somme des masses modales dans le 7<sup>ème</sup> mode (modélisation) dépasse **90%** de la masse totale du bâtiment dans les deux directions.

#### V.4 Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de **R** à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par **ETABS** en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

**Display** → **show Deformed shape** → **Load: Ex spectra**

**View** → **set 3D view**

**Draw** → **Draw Section Cut**

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3,0302	0
End Point	27,7267	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,3482	14,6201	0	0,211

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	3407,0692	12,332	3,635E-10
Moment	0	0	0	259,9255	71788,801	27730,7895

Close Refresh

On relève la valeur sur la case (**Force**) la plus grande : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases *columns, floors, beams, braces, ramps* et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -3.0302 Y: 0

End Point X: 27.7267 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 12.3482 Y: 14.6201 Z: 0 Angle: 0.211

Include: ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	2888.7662	10.4566	6.667E-07
Moment	0	0	0	166.4416	45653.141	23596.9828

Close Refresh

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case force. Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison 'ELU' puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

❖ Récapitulatifs des résultats :

	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
Unités	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	3407.06	100	2888.76	<b>84.78</b>
Sens Ey	3123.50	100	2635.25	<b>84.26</b>
ELU	<b>57281.95</b>	<b>100</b>	<b>17719.552</b>	<b>30</b>

**Tableau V.4. : Justification du système de contreventement**

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité

Des efforts verticaux sont repris par les voiles  $\geq 20\%$  D'après l'article 3.4 du RPA 99

Qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de



Comportement **R=3,5**.

### V.5 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{Ax D x Q}{R} W_t \dots \dots \dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

-Calcul des paramètres **A, D, Q, et R** :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage 2
  - Zone sismique IIa
- }  $\longrightarrow A = 0,15$  (**Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99**)

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (h) et de la période fondamentale de la structure T.

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 n & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 n (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 n (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec

$T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7** du **RPA99/version 2003**.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas :  $T_2=0,5s < T_{etabs}=0,662 \text{ s} < 3s$

$$\text{donc : } D=2,5n (T_2 / T)^{2/3}$$

➤ le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$n = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

$\xi(\%)$  est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le **tableau (4.2/RPA 99)**

Dans notre cas :  $\xi=10\%$

D'où  $n = 0,76 > 0,7 \dots \dots \dots$  **condition vérifiée**

$$\text{Alors : } D=2,5 \times 0,76 \times (0,5 / 0,662)^{2/3} = 1,57$$

$W_t$  : poids de la structure donné par le logiciel **ETABS**

$W_t = 37941.99 \text{ kN}$

❖ *Tableau récapitulatif des résultats*

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur amplification dynamique D	1,57
Facteur de qualité Q	1,15
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure $W_t$ [kN]	37941.99

$$V = \frac{0,15 \times 1,57 \times 1,15}{3,5} (37941.99) = 2935.8 \text{ kN}$$

$$V_{RPA} = 2935.89 \text{ kN}$$

➤ **Détermination de l'effort tranchant par ETABS**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display → show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS → modal Information → building modal information → response spectrum base reactions.**

**Select cases/combos... → on définit les combinaisons Ex et Ey → OK → OK**

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = F_1 = 3407.09$$

$$V_{y dyn} = F_2 = 3123.50$$

❖ *Comparaison des résultats*

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est à rappeler que :  $0,8 V_{RPA} = 2348.71 \text{ kN}$

- **Sens longitudinal :**

$$V_{x \text{ dyn}} = 3407.09 \text{ kN} \geq 80\% V_{\text{RPA}} = 2348.71 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

$$V_{y \text{ dyn}} = 3123.5 \text{ kN} \geq 80\% V_{\text{RPA}} = 2348.71 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

## V.6 Vérification des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe **4.2.10 du RPA 99**, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta k < 1\% h_e \quad (\text{RPA 99 article 5.10})$$

$$d_k = R d_{ek} \quad (\text{RPA 99 formule 4-19})$$

$d_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

**R** : coefficient de comportement

$d_{kx}$ : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$d_{ky}$ : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$ : déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$ : déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

**H<sub>e</sub>** : hauteur de l'étage considéré

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS** → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex** en cliquant sur :

**Select cases/combos...** → 2 fois sur **OK**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison **Ex** par **Ey** en cliquant sur : **Select cases/combos...** → 2 fois sur **OK**

	$d_{kx}$ [m]	$d_{ky}$ [m]	$\Delta K_x$	$\Delta K_y$	1%He	Conclusion
<b>Story7</b>	0,0364	0,04305	0,0042	0,00525	0,0306	cv
<b>Story6</b>	0,0322	0,0378	0,00455	0,0056	0,0306	Cv
<b>Story5</b>	0,02765	0,0322	0,0049	0,0056	0,0306	Cv
<b>Story4</b>	0,02275	0,0266	0,00455	0,0056	0,0306	Cv
<b>Story3</b>	0,0182	0,021	0,00455	0,00525	0,0306	Cv
<b>Story2</b>	0,01365	0,01575	0,0042	0,0049	0,0306	Cv
<b>Story1</b>	0,00945	0,01085	0,0035	0,0042	0,0306	Cv
<b>RDC</b>	0,00595	0,00665	0,00385	0,00455	0,0408	Cv
<b>Entre sol</b>	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021	0,0408	Cv

**TableauV.5 : récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions**

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée

### V.7 Vérification du déplacement maximal de la structure

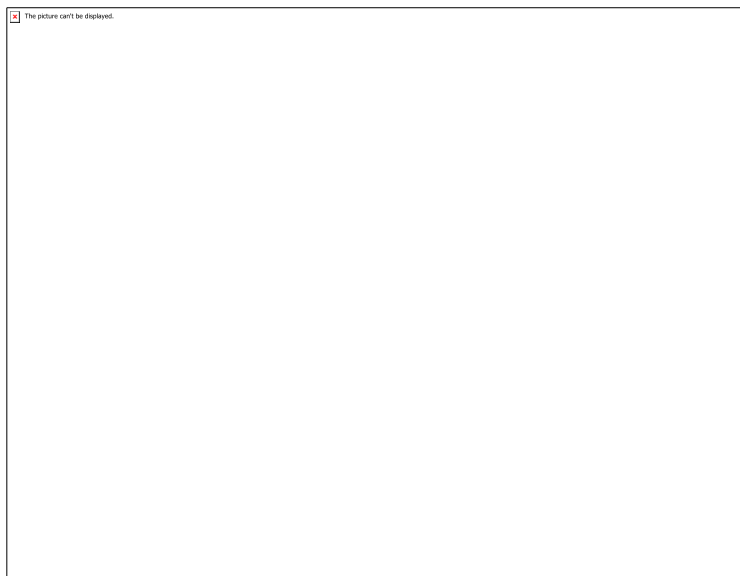
Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel **ETABS** et le comparer à la flèche admissible  $f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{29.58}{500} = 0,0591 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

#### ❖ Détermination du déplacement maximal avec ETABS

##### • Dans le sens longitudinal

On suit le cheminement suivant : **Display** → **Show Story Response Plots..** La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :



Puis, on clique sur *display*

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

- **Dans le sens transversal**

De même, on remplace la direction  $E_x$  par  $E_y$ , et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



❖ **Résultats trouvés**

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.01 m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.01 m
- ✓ Flèche admissible : 0.0591m

**Conclusion**

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

### V.8 Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et le déplacement (**Delta**).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée **négligeable** et donc **ignorée** dans le calcul.

- Il y'a deux types d'effet P-Delta

**Le grand effet P-Δ** : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

**Le petit effet P-δ** : au niveau des éléments de la structure.

Le **RPA2003** ne préconise que les effets du 2eme ordre. Les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

*Si  $\theta_k \leq 0.1$  : effet P – Delta peut être négligé.*

*Si  $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$ : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $1/(1 - \theta_k)$ .*

*Si  $\theta_k > 0.2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.*

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0,1$$

**Avec :**

***P<sub>k</sub>***: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au – dessus du niveau «k»

$$P_k = W_{G_i} + 0,2W_{Q_i}$$

***V<sub>k</sub>***: effort tranchant d'étage au niveau «k»

***Δ<sub>k</sub>***: déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k – 1»

***h<sub>k</sub>***: hauteur d'étage «k».

Niv	P <sub>k</sub>	Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
		Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	V <sub>k</sub> × h <sub>k</sub>	Θ	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	V <sub>k</sub> × h <sub>k</sub>	Θ
9	4592.74	0.0066	825,78	2526,8868	0.013	0.00735	781.1	2390.16	0.014
8	8571.13	0.0063	1430,34	4376,8404	0.014	0.00805	1331.01	4072.89	0.016
7	12549.52	0.0066	1911,6	5849,496	0.014	0.00805	1764.2	5398.45	0.018
6	16642.66	0,0066	2312,4	7075,944	0.015	0.0077	2126.05	6505.71	0.019
5	20735.8	0,0066	2647,55	8101,503	0.016	0.0077	2429.04	7433.01	0.021
4	24828.94	0,0059	2923,05	8944,533	0.016	0.00735	2679.96	8200.67	0.022
3	29052.13	0,0052	3143,27	9618,4062	0.015	0.00595	2881.2	8816.47	0.019
2	33645.58	0,0056	3320,82	13548,9456	0.013	0.00665	3044.96	12362.53	0.018
1	37941.99	0,0028	3407,09	13900,9272	0.0076	0.0028	3123.5	12681.41	0.0083

Tableau V.6 : vérification de l'effet P-delta

## V.9 Spécification pour les poteaux

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

avec :

 $N_d$  : Effort normal dans poteau $B_c$  : Section du poteau

- **Poteaux 45x45 :**

$$N_d = 1042.39 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1042.39 \cdot 10^3}{450 \cdot 450 \cdot 25} = 0,2 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 40x40 :**

$$N_d = 654.01 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{654.01 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 25} = 0,16 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 35x35 :**

$$N_d = 328.53 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{328.53 \cdot 10^3}{350 \cdot 350 \cdot 25} = 0,11 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**CONCLUSION :**

Toutes les exigences du **RPA** sont vérifiées, ), il y a lieu de considérer que la structure est stable vis-à-vis des charges statiques et dynamiques. Nous allons donc passer



## VI-1 : les poteaux

### VI-1-1 : Introduction

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à l'ELS en flexion composée,

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal ( $N_{\max}$ ) et moment correspondant ( $M_{\text{correspondant}}$ ).
- effort normal minimal ( $N_{\min}$ ) et le moment correspondant ( $M_{\text{correspondant}}$ ).
- moment fléchissant maximal ( $M_{\max}$ ) et l'effort normal correspondant ( $N_{\text{correspondant}}$ ).

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1,35G + 1,5Q à l'ELU
- G + Q ± E RPA 2003
- 0,8G ± E RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- G + Q à l'ELS

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	25	14,167	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1,15	25	18.48	1	400	400

**Tableau VI.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux**

### VI.1.2 Recommandation du RPA 99/Version 2003

#### a) Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :

- ✓ Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- ✓ Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section des Poteaux (cm <sup>2</sup> )	Percentage minimal	Percentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
	$A_{\min} = 0,8\% \text{ b h}$ (cm <sup>2</sup> )	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \text{ b h}$	Zone courante $A_{\max} = 4\% \text{ b h}$
(45 x 45)	16.2	121.5	81
(40 x 40)	12.8	96	64
(35 x 35)	9.8	73.5	49

**Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA**

- Le diamètre minimal est de **12[mm]**
- La longueur maximale de recouvrement **LR = 40 Φ** en **zone IIa**
- La distance entre les barres longitudinales ne doit pas dépasser **25cm** en **zone IIa**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones Nodales.

**b) Armatures transversales**

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement et le cisaillement

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_a v_u}{h_t f_e} \quad (\text{Article 7.4.2.2/RPA99 version 2003}).$$

**Avec :**

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant de calcul.

**h<sub>t</sub>** : hauteur totale de la section brute.

**s<sub>t</sub>** : espacement des armatures transversales.

**A<sub>t</sub>** : armatures transversales.

**f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale

**ρ** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2.5 si λ<sub>g</sub> dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3.75 dans le cas contraire

$$\rho_a = 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$= 3.5 \rightarrow \lambda_g < 5$$

**λ<sub>g</sub>** : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad l_f = 0.7h_e$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b}$$

**a et b** : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

**l<sub>f</sub>**: longueur de flambement.

➤ **Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisé 2003/Art7.4.2.2)**

en % est donné comme suite :

-Si  $\lambda_g \geq 5$  0.3 %

-Si  $\lambda_g < 3$  0.8%

-Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs précédentes

St : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur de cet espacement est fixée dans la zone II comme suit :

**-Dans la zone nodale**

$$St \leq (10\Phi_{lmin}, 15cm) = \min(10 \times 1.2, 15cm) = 12cm$$

**-Dans la zone courante**

$$St \leq \min(15 \Phi_{lmin} ; 40 ; (a+10)) = 18 cm$$

Dans cette étude espacement St des armatures transversales sera égal à :

- En zone nodale St = 10cm.

- En zone courante St = 15cm.

❖ **Poteaux de RDC+ entre sol**

$$h' = \max(h_e/6, h_1, b_1, 60) = \max(408-35/6, 55, 55, 60)$$

$$h' = \max(62, 16 ; 45 ; 45 ; 60) = 62.16cm$$

$$h' = 70cm$$

- Soit 7 cadres espacés de 10 cm

h<sub>e</sub> : hauteur entre nus des poutres

h<sub>1</sub> et b<sub>1</sub> : Dimension des poteaux

❖ **Poteaux d'étage courant :**

$$h' = \max(h_e/6, h_1, b_1, 60) = \max(306-35/6, 45, 45, 60)$$

$$h' = \max(69, 45, 45, 60) = 60cm$$

$$h' = 60cm$$

Soit 6 cadres espacés de 10cm.

Et à l'intérieur du nœud il est recommandé de mettre des cadres sous forme d'un U.

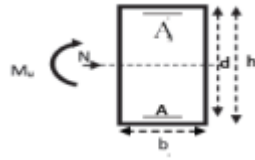
- **Méthode de calcul des armatures à l'ELU**

Chaque poteau est soumis à un effort N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC)

- Section entièrement comprimée (SEC)

#### a) Section partiellement comprimée (S.P.C)



La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures  
( $\forall$  L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc}$$

#### ➤ Détermination des armatures

- Calcul du moment fictif

$$M_f = M + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

Avec :

$$g = e + \left( \frac{h}{2} - c' \right) \dots \dots \dots \text{Si } (N) \text{ étant un effort de compression .}$$

- Calcul du moment réduit

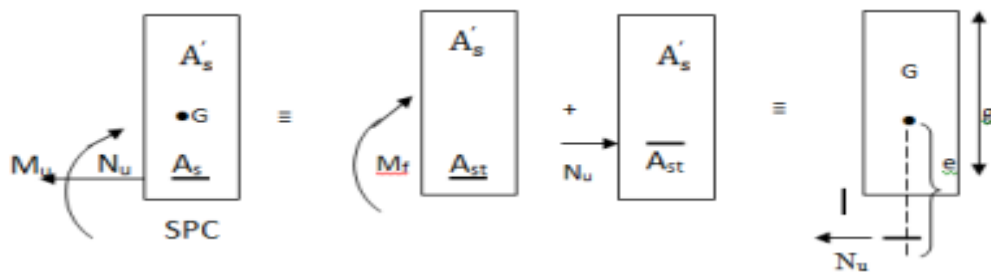
$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

❖ 1<sup>er</sup> cas :

$$\text{Si } \mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA } (A'=0)$$

- Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$



- **Armatures réelles**

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}}$$

❖ 2<sup>ème</sup> cas

Si  $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée ( $A' \neq 0$ )

- **Armatures en flexion simple**

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$M_l$ : Moment ultime pour une SSA Les sections d'acier réelles seront

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- **Armatures en flexion composée**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

**b) Section entièrement comprimé (S.E.C)**

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.
- $N$  : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc}$$

➤ **Détermination des armatures**

**1<sup>er</sup> cas:**  $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.D.A$

$$A' = \frac{M_f - b.h.f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées .

A : Armatures tendues.

**2<sup>er</sup> cas:**  $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.S.A$

$$A' = \frac{N_u - \psi.b.h.f_{bc}}{\sigma'_{st}} ; A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

### VI.1.3 Ferrailage des poteaux

➤ **Exemple de calcul manuel**

• **Poteaux 45 × 45**

$$N_u = 351,05 \text{ kN} \quad \text{et} \quad M_{u\text{corr}} = 10,608 \text{ kN.m}$$

✓ **Calcul de l'excentricité**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{10,608}{351,05} = 0,0320 < \frac{h}{2} - c = \frac{0,45}{2} - 0,03 = 0,195 \rightarrow \text{SEC}$$

$$N_u(d - c') - M_f \quad \text{avec:} \quad M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$d = h - c = 0,5 - 0,03 = 0,47$$

✓ **Calcul du moment fictif**

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right) = 10,608 + 351,05\left(\frac{0,45}{2} - 0,03\right) = 79,062 \text{ kN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 351,05(0,42 - 0,03) - 79,062 = 57,847 \text{ kN.m}$$

Et :

$$(0,5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc} = (0,5 - \frac{0,03}{0,45}) \times 0,45 \times 0,45^2 \times 14,2 \times 10^3 = 560,722 \text{ kN.m}$$

Donc:

$$N_u (d-c') - M_f = 57\,7847 \text{ kN.m} < (0,5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc} = 560,722 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{S.S.A}$$

#### a. Calcul des armatures

$$A'_s = \frac{N_u - 100 \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_{st}} \quad A' = 0 \text{ avec } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c) - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$\text{Donc: } \Psi = \frac{0,357 + \frac{351,05 (0,42 - 0,03) - 79,062}{0,45 \times 0,45^2 \times 14,2 \times 10^3}}{0,857 - \frac{0,03}{0,45}} = 0,5082$$

$$\longrightarrow A_s = \frac{351,05 - 100 \times 0,5082 \times 0,45 \times 0,45 \times 14,2}{100 \times 348} = 0,0058 \text{ cm}^2 = 0$$

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel <ETABS> leurs ferraillements se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel <SOCOTEC> Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

- Situation durable ELU

Zone		Type de sollicitations			Asup	Ainf	OBS	Amin	A adoptée	Ferrailage
	Nmin	-1431.68	Mcor	3.677	0	0	SEC	16.2	20.6	4HA20+4HA16
45x45	Nmax	-351.05	Mcor	-10.608	0	0	SEC	16.2	20.6	4HA20+44HA16
20+4HA16	Ncor	-930.59	Mmax	-31.382	0	0	SEC	16.2	20.6	4HA20+4HA16
	Nmin	-899.87	Mcor	10.569	0	0	SEC	12.8	14.19	4HA16+4HA14
40x40	Nmax	-157.1	Mcor	8.577	0	0	SEC	12.8	14.19	4HA16+4HA14
	Ncor	-530.14	Mmax	-35.38	0	0	SEC	12.8	14.19	4HA16+4HA14
	Nmin	-415.42	Mcor	11.499	0	0	SEC	9.8	10.67	4HA14+4HA12
35x35	Nmax	-11.76	Mcor	-1.301	0	0	SEC	9.8	10.67	4HA14+4HA12
	Ncor	-155.16	Mmax	-36.005	0	1.15	SPC	9.8	10.67	4HA14+4HA12

Tableau VI.3 : Calcul des armatures en situation durable (ELU)

- Situation accidentelle (0.8Q±E)

Zone		Type de sollicitations			Asup	Ainf	OBS	Amin	Aadoptée	Ferrailage
	Nmin	-1386.42	Mcor	-35.9	0	0	SEC	16.2	20.6	4HA20+4HA16
45x45	Nmax	486.08	Mcor	0.692	6.94	7.04	SPC	16.2	20.6	4HA20+44HA16
	Naso	247.73	Mmax	63.679	0	8.01	SPC	16.2	20.6	4HA20+4HA16
	Nmin	-544.62	Mcor	-23.77	0	0	SEC	12.8	14.19	4HA16+4HA14
40x40	Nmax	192.58	Mcor	10.228	1.9	3.63	SPC	12.8	14.19	4HA16+4HA14
	Naso	19.97	Mmax	63.53	0	5.45	SPC	12.8	14.19	4HA16+4HA14
	Nmin	-264.98	Mcor	-19.41	0	0	SEC	9.8	10.67	4HA14+4HA12
35x35	Nmax	27.69	Mcor	7.488	0	1.1	SPC	9.8	10.67	4HA14+4HA12
	Naso	-3.58	Mmax	50.733	0	4.07	SPC	9.8	10.67	4HA14+4HA12

Tableau VI.4 : Calcule des armatures (0.8G±E)



- Situation accidentelle (G+Q±E)

Zone		Type de sollicitations			Asup	Ainf	OBS	Amin	Aadoptée	Ferrailage
	Nmin	-1542.66	Mcor	-38.63	0	0	SEC	16.2	20.6	4HA20+4HA16
45x45	Nmax	-512.2	Mcor	1.03	7.59	7.44	SPC	16.2	20.6	4HA20+44HA16
	Naso	138.81	Mmax	63.727	0	6.54	SPC	16.2	20.6	4HA20+4HA16
	Nmin	-744.22	Mcor	-14.11	0	0	SEC	12.8	14.19	4HA16+4HA14
40x40	Nmax	129.73	Mcor	12.223	0.83	2.9	SPC	12.8	14.19	4HA16+4HA14
	Naso	-461.92	Mmax	-64.61	0	0	SEC	12.8	14.19	4HA16+4HA14
	Nmin	-362.91	Mcor	-7.919	0	0	SEC	9.8	10.67	4HA14+4HA12
35x35	Nmax	9.64	Mcor	-2.289	0	0.36	SPC	9.8	10.67	4HA14+4HA12
	Naso	-129.2	Mmax	-57.98	0	3.82	SPC	9.8	10.67	4HA14+4HA12

Tableau VI.5 : Calcul des armatures (G+Q±E)

#### VI.1.4 Vérifications à l'ELU

##### 1) Détermination des armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du BAEL91/modifiée99, le diamètre des armatures transversales «  $\theta_t$  » sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\theta_t = \frac{1}{3} \theta_L^{\max} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm. Soit : } \theta_t = 8 \text{ mm}$$

$\theta_L^{\max}$  : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times v_u}{h_1 \times f_e}$

Poteau	Hauteur	Elancement géométrique $\lambda_g=L_t/a$	Coefficient correcteur $\rho_1$	$A_t^{\min}$ zone nodale ( $S_t = 10\text{cm}$ )	$A_t^{\min}$ zone courante ( $S_t = 15\text{cm}$ )	$A_{adopté}$
45X45	408	6.34	2,5	1.35	2.02	3.14 = 4HA10
40X40	306	5.35	2.5	1.2	1.8	2.01= 4HA8
35X35	306	6.12	2,5	1.05	1.57	2.01 = 4HA8

Tableau VI.6: Sections des armatures transversales

## 2) Longueur minimale de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :  $40 \theta$  en zone IIa.

### ▪ Pour les HA12 :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,2 = 48\text{cm} \quad L_r = 50 \text{ cm.}$$

### ▪ Pour les HA14 :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,4 = 56\text{cm} \quad L_r = 60 \text{ cm.}$$

### ▪ Pour les HA16:

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,6 = 64\text{cm} \quad l_r=70\text{cm}$$

### ▪ Pour les HA20

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 2 = 80\text{cm} \quad l_r=80\text{cm}$$

## 3) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

### • Vérification de la contrainte de cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante ;

$$\tau_b = \frac{V_u}{b d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :  $f_{c28}=25\text{MPa}$ .

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon BAEL91 :

$$\tau_{bu} = \min(0.13f_{c28}, 5MPa)$$

Niveau	V <sub>u</sub> (kN)	b (cm)	d (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_b$ (MPa)	$\tau_{b adm}$ (MPa)	Vérification
45x45	34.87	45	43	6.34	0.075	0.180	1.875	CV
	34.87	45	43	6.43	0.075	0.180	1.875	CV
	34.87	45	43	4.76	0.04	0.180	1	CV
40x40	30.38	40	38	5.35	0.075	0.199	1.875	CV
35x35	30.38	35	33	6.12	0.075	0.263	1.875	CV

Tableau VI.7 : Vérification au cisaillement

## 4) Ancrage des armatures (longueur de scellement)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1MPa$$

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers a haute adhérence.

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 42.33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.43 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA20 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 70.54 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancré mesuré hors crochets est au moins égale à :  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

$$\text{Pour les HA12 : } l_a = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_a = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_a = 0,4 \times 56,43 = 22,57 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA20 : } l_a = 0,4 \times 70,54 = 28,21 \text{ cm}$$

### VI.1.5 Vérifications à l'ELS

#### 1) Etat limite d'ouverture des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

#### 2) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91 modifié 99).

La sollicitation qui provoque la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle, une contrainte au plus égale à la limite élastique  $f_e$ .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante dans le cas de la flexion composé :

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

Avec :  $e_s = \frac{M_s}{N_s}$   $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$   $f_e = 400 \text{ Mpa}$

$A_{min}$  : section minimal d'acier tendue.

$f_e$  : contrainte limite des aciers élastiques.

$f_{t28}$  : résistance de béton à la traction à l'âge de 28 jours.

$e_s$  : excentricité de l'effort normal à l' ELS.

$b$  : hauteur utile. ;  $d$  : largeur de la section de béton.

Niveau	Plaqueaux	Effort normal (KN)	Moment (KN .m)	$e_s$ (cm)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation		
ES-RDC-1 <sup>er</sup>	45x45	N max	-1042.39	M cors	2.663	0.002	5.834	20.6	Condition Vérifié
		N min	-256.52	M cors	7.684	0.02	6.89		
		N cors	-678.48	M max	22.774	0.033	8.16		
2-3-4 étage	40x40	N max	-654.01	M cors	7.623	0.011	4.5	14.19	Condition Vérifié
		N min	-115.04	M cors	6.264	0.054	4.52		
		N cors	-389.74	M max	25.695	0.065	4.52		
5-6-7 étage	35x35	N max	-325.53	M cors	8.292	0.025	3.42	10.67	Condition Vérifié
		N min	8.78	M cors	0.946	0.10	3.13		
		N cors	-113.72	M max	26.196	0.23	4.60		

Tableau VI.8: Vérifications de la Condition de non fragilité

### 3) Vérification des contraintes à l'ELS

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA (BAEL91/A.4.5.2).}$$

- Contrainte admissible de l'acier :  $\sigma_s = 348 \text{ M Pa.}$
- Contrainte admissible de béton :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ M Pa.}$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{section entièrement comprimée}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

#### • Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre :  $y_1 = y_2 + l_c$

$y_1$  : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$l_c$  : La distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90.A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90.A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90.A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90.A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

$$\text{Pour la résolution de l'équation, on calcule } \Delta : \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si : } \Delta \geq 0 : t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{4.u}$$

Si :  $\Delta < 0 \Rightarrow$  l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

Nous tiendrons pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

$$\text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement : on vérifie la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \sigma_{bc}$$

• **Vérification d'une section entièrement comprimée**

VII Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15 \times (A_s + A'_s)$$

VIII Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

IX Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times [A'_s \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2]$$

✓ **Les contraintes dans le béton sont :**

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre inférieure}$$

Finalement : on vérifie la contrainte de compression dans le béton :

$$\max(\sigma_{sup} ; \sigma_{inf}) \leq \sigma_{bc}$$

section	Sollicitations	N <sub>s</sub> (KN)	Ms (KN.m)	As = As' (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bsup}$	$\sigma_{binf}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
(50x50)	Nmax-Mcorr	-1042.39	2.663	8.29	4.88	4.59	15	vérifiée
	Nmin-Mcorr	-256.52	7.684	8.29	1.56	0.74	15	vérifiée
	Mmax- Ncorr	-678.48	22.774	8.29	4.17	1.81	15	vérifiée
(45x45)	Nmax-Mcorr	-654.01	7.623	5.56	4.37	3.17	15	vérifiée
	Nmin-Mcorr	-115.04	6.264	5.56	1.27	0.06	15	vérifiée
	Mmax- Ncorr	-389.74	25.695	5.56	4.26	0.19	15	vérifiée
(40x40)	Nmax-Mcorr	-325.53	8.292	4.21	3.44	1.46	15	vérifiée
	Nmin-Mcorr	8.78	0.946	4.21	0.2	0	15	vérifiée
	Mmax- Ncorr	-113.72	26.196	4.21	4.02	0	15	Vérifiée

## VI.2. Les poutres

### VI.2.1. Introduction

Les poutres principales et secondaires sont des éléments linéaires horizontaux non- exposées aux intempéries et sollicitées par des efforts tranchants et des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion simple et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$  (ELU). BAEL91/révisé99.
- $G + Q \pm E$  } [Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99 version 2003)].
- $0.8G \pm E$  }

### VI.2.2. Recommandations du RPA 99 modifié 2003 pour le ferrailage des poutres (Article 7.5.2)

#### Armatures longitudinales (Article 7.5.2.1)

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

Pourcentage total minimal :  $A_{\min} = 0,5\% \times b \times h$

Pourcentage total maximum :  $A_{\max} = 4\% \times b \times h$  En zone courante

$A_{\max} = 5\% \times b \times h$  En zone de recouvrement

Dimension des poutres (cm <sup>2</sup> )	A minimal [cm <sup>2</sup> ] (0.5% de la section)	A maximal [cm <sup>2</sup> ]	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
<b>P.P 30x40</b>	6	48	72
<b>P.S 30x40</b>	6	48	72

**Tableau VI.1 : Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.**

#### Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suite

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi ; 30\text{cm}) \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 \text{ en zone courante}$$

Avec  $\phi$  est le petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales



### VI.2.3-Étapes de calcul de ferrailage

Calcul du moment réduit à l'ELU

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

Si :  $\mu < \mu_l = 0,392$  : la section simplement armée (SSA)

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} \quad \text{et} \quad A_{sc} = 0$$

Si :  $\mu > \mu_l$  la section est doublement armée (SDA)

On calcule

Le moment limite :

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad ; \quad \Delta M = M_u - M_l$$

$$A_s = \frac{M_l}{\beta_l d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_s}$$

Ferraillages des Poutres principales

Localisation	$M_u$	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{calculé}$	$A_{adopté}$
<b>Travée</b>	113,903	0,185	SSA	0,896	9,613	3HA14 + 3HA16 = 10,65 cm <sup>2</sup>
<b>Appuis</b>	79,924	0,129	SSA	0,930	6,498	3HA14 + 3HA16 = 10,65 cm <sup>2</sup>

**Tableau VI.2 : Détermination des armatures longitudinales des poutres principale**

Ferraillages des Poutres secondaires

Localisation	$M_u$	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{calculé}$	$A_{adopté}$
<b>Travée</b>	112,613	0,183	SSA	0,898	9,483	3HA14 + 3HA16 = 10,65 cm <sup>2</sup>
<b>Appuis</b>	98,658	0,160	SSA	0,912	8,180	3HA14 + 3HA16 = 10,65 cm <sup>2</sup>

**Tableau VI.3 : Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires.**

### VI.2.4. Vérifications à l'ELU

#### 1. Condition de non fragilité (BAEL 91 /modifiée 99 Art. A.4.2.1)

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$	Vérification
Poutre principale	1,37	10,65	Condition vérifiée
Poutre secondaire	1,37	10,65	Condition vérifiée

#### 2. Vérification au cisaillement (BAEL 91 /modifiée 99 Art. 5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u \quad \text{avec : effort tranchant : poutre principale } T_u^{max} = 57,32 \text{ kN}$$

$$\text{Poutre secondaire } T_u^{max} = 65,97 \text{ kN}$$

	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u$	Vérification
Poutre principale	3,33	0,502	CV
Poutre secondaire	3,33	0,578	CV

### 3. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 /modifiée 99 Art A.6.1 ,3)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u} < \bar{\tau}_{se}$$

	$\bar{\tau}_{se}$	$\tau_{se}$	Vérification
Poutre principale	3,15	0,593	CV
Poutre secondaire	3,15	0,682	CV

### 4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.art A.5.1.321)

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M_u^a}{0.9d} > 0$  ; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à  $(T_u - \frac{M_u^a}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$\text{D'où: } A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left( v_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$\begin{aligned} \text{Poutre principale : } A_{st} &= 57,32 - \frac{79,924}{0.9 \times 0,38} = -176,375 < 0 \\ \text{Poutre secondaire : } A_{st} &= 65,97 - \frac{98,658}{0.9 \times 0,38} = -222,503 < 0 \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \text{les armatures} \\ \text{Supplémentaires} \\ \text{Ne sont pas} \\ \text{nécessaires} \end{array} \right\}$$

### 5. Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis : (BAEL91.art A.5.1.32)

$$T_U \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

	$T_u$ (KN)	$\bar{T}_u$ (KN)	Vérification
Poutre principale	57,32	684	CV
Poutre secondaire	65,97	684	CV

## 6. Longueur de scellement (Art A.6.1, 23 BAEL91)

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28}$$

Pour les T<sub>14</sub> : l<sub>s</sub> = 49.38cm.

Pour les T<sub>16</sub> : l<sub>s</sub> = 56.44cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : 0.4 l<sub>s</sub>, pour les aciers HA.

Pour les Φ14 : l<sub>a</sub> = 19.75cm.

Pour les Φ16 : l<sub>a</sub> = 22.58cm.

### VI.2.5 Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \Phi_1 ; \frac{b}{10} \right) = \min (1,14 ; 1,4 ; 3)$$

Où

Φ<sub>1</sub> : est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.

Soit Φ<sub>t</sub> = 8 mm On choisira un cadre et un étrier ; soit A<sub>t</sub> = 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

#### a. Calcul des espacements

- **Zone nodale** : A<sub>t</sub> ≤ min (  $\frac{h}{4}$  ; 12Φ<sub>1</sub> ; 30 ) cm

- Poutres principales (30×40) : St = 10 cm

- Poutres secondaires (30×40) : St = 10 cm

- **Zone courante** : A<sub>t</sub> ≤  $\frac{h}{2}$

-Poutres principales de (30×40) : St = 20 cm.

-Poutres secondaires de (30×40) : St = 20 cm

#### b. Délimitation de la zone nodale (RPA99 version 2003 Art 7.4.2.1)

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre :

$$L' = 2h$$

-Poutre principale : L' = 2 x 40 = 80 cm

-Poutre secondaire : L' = 2 x 40 = 80cm

#### c. Armatures transversales minimales

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_{min}^t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min}^t = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

### VI.2.6 Vérifications à l'ELS

#### Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

#### Etat limite de résistance du béton en compression

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{La contrainte dans l'acier est : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

Avec A : Armatures adoptées à l'ELU.

On calcul :  $\rho_1 = \frac{100A}{db}$  est on déduit les valeurs de  $K_1$  et  $\beta_1$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

#### Poutre principale

Localisation	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
Travée	46,879	10,65	0,934	0,864	21,80	134,069	6,149	15	CV
Appuis	31,797	10,65	0,934	0,864	21,80	90,936	4,171	15	CV

**Tableau VI .4 : vérification du ferrailage des poutres principales l'ELS**

#### Poutre secondaire

Localisation	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
Travée	44,672	10,65	0,934	0,864	21,80	127,758	5,860	15	CV
Appuis	30,664	10,65	0,934	0,864	21,80	87,696	4,002	15	CV

**Tableau VI .5 : vérification du ferrailage des poutres secondaire l'ELS**

#### Vérification de la flèche (Art B.6.5.2 BAEL 91)

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite  $f$ .

$$f = \frac{L_{max}}{500} > \overline{f} \text{ (La flèche tirée par le logiciel ETABS)}$$

Diagram for Beam B11 at Story TERASSE (PS30X40)



	$f$	$\overline{f}$	Vérification
Poutre principale	0,0092	$5,036 \times 10^{-4}$	CV
Poutre secondaire	0,0091	$4,005 \times 10^{-4}$	CV

## VI.3. VOILES

### VI.3.1 Introduction

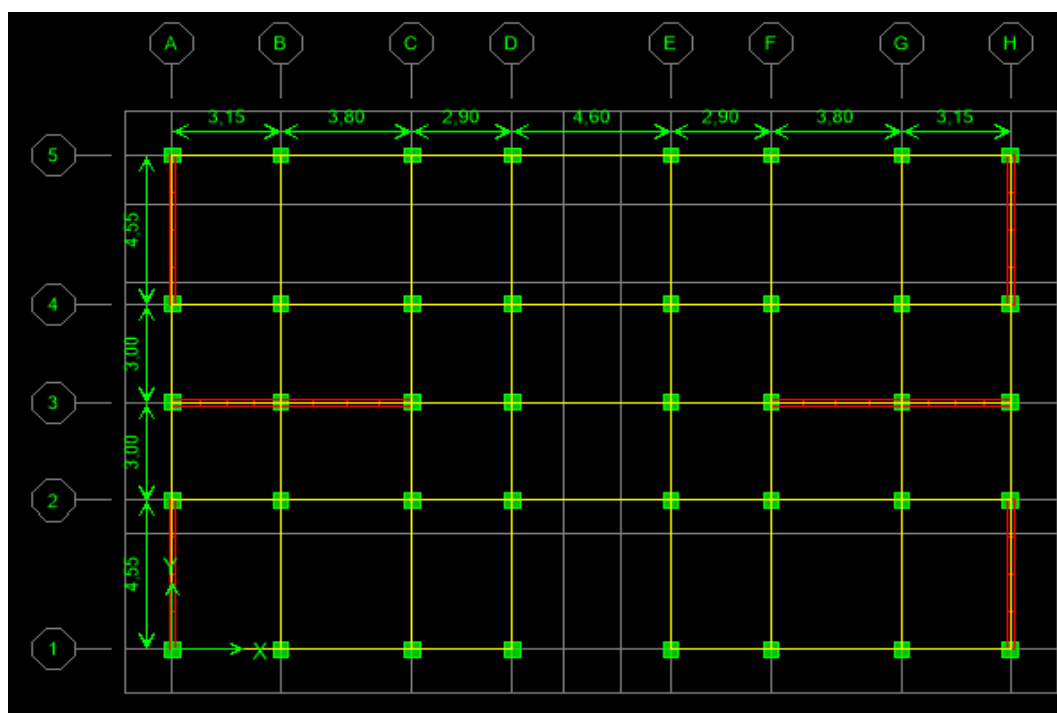
Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- Zone I : Entre-sol, RDC, 1<sup>ere</sup> étage.
- Zone II : 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> étage.
- Zone III : 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> étage.

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :



Figutre.VI.1 : Disposition des voiles dans notre structure

### VI-3-2- Ferrailage des voiles

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

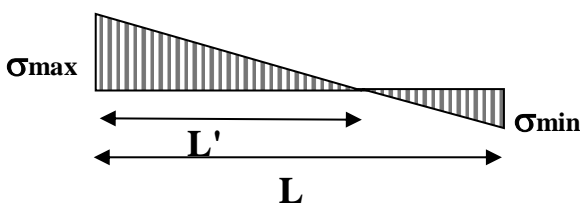
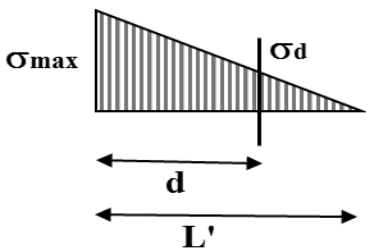
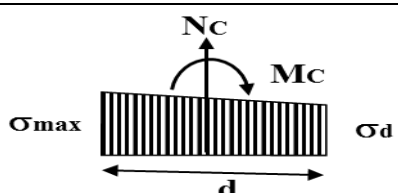
Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures : Armatures verticales. Armatures horizontales et les Armatures transversales.

#### Combinaison d'action

<u>Selon le BAEL 99</u>	<u>Selon le RPA version 2003 :</u>
1.35G+1.5Q	G+Q±E
G+Q	0.8G±E

### VI-3-3- Exposé de la méthode de calcul

#### ❖ Armature verticale

Type de sollicitation	En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : <b>Section partiellement comprimé SPC.</b> 
longueur de calcul « d »	$d \leq \min(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c).$
Largeur L'	$L' = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$
Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]	$\sigma_d = (\frac{L'-d}{L'}) \sigma_{\max}$ 
Calcul des efforts internes correspondants	$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e$ 

<b>Calcul du ferrailage</b>	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité = (1.15 situation durable; 1 situation accidentelle)
	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	$\sigma_s$ : Contrainte de calcul des acier
	$\sigma_s = 400,0$ [Mpa]	
	$A_s = \frac{N}{\sigma_s}$	$A_s$ : Section des armatures
<b>Armatures minimales</b>	$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$	(BAEL Art A4.2.1)
	$A_{min} \geq A = 0.002B$	(RPA Art 7.7.4.1)

### ❖ *Armatures horizontales*

<p>Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de <b>10Φ</b> et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales</p>	
<p><b><u>BEAL 91</u></b> :      <math>A_h = \frac{A_v}{4}</math></p>	<p><b><u>RPA 2003</u></b> :      <math>A_h \geq 0.15\% B</math></p>

❖ *Armature transversale*

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ *Armature de couture :*

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

**Avec :  $V=1,4$**

**T** : effort tranchant calculé au niveau considéré

### ❖ Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile



❖ *Dispositions constructives***Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1, 5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

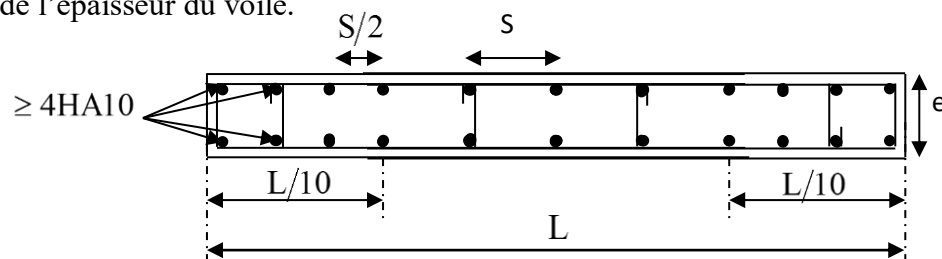
Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**Longueur de recouvrement**

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**Diamètre minimal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement**

D'après le RPA99 /2003:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec : } V = 1.4 T$$

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \tau_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

❖ **Vérification à L'ELS**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

• Ferrailage du voile transversal VT1 : avec L=4.55m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		4,55	4,55	4,55
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,91	0,91	0,91
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,68	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)		1012,520	1021,920	816,930
	N <sub>ser</sub> (kN)		361,20	294,47	188,74
	Vu (kN)		1417,528	1430,688	1143,702
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		6453,000	3397,000	4353,000
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		9596,000	4807,000	5270,000
	$\sigma_s$ (kN/m²)		400,00	400,00	400,00
	Lt		1,83	1,88	2,06
	Lc		2,72	2,67	2,49
	d		1,22	1,26	1,33
	$\sigma_1$		2151,000	1132,333	1540,123
	N <sub>1</sub>		1049,38	568,88	783,79
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm²)		26,23	14,22	19,59
	A <sub>vj</sub> (cm²)		38,98	39,34	31,45
	A'v1/bande/nappe		35,98	24,06	27,46
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm²)		4,88	5,02	5,32
Armatur Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		36,17	27,69	27,69
	Choix de A (cm²)		2*(9HA16)	2*(9HA14)	2*(9HA14)
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
	AH /nappe (cm2)		13,65	13,65	13,65
	AH adopté (cm2)		16,95	16,95	16,95
	choix de la section		15HA12	15HA12	15HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Véfic	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	1,731	1,747	1,396

	3,26 Mpa	$T_u$	1,236	1,248	0,997
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	0,375	0,309	0,198

• Ferraillage des voile longitudinal VL1 : L=3.15m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		3,15	3,15	3,15
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,63	0,63	0,63
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,68	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)		475,750	360,350	187,480
	N <sub>ser</sub> (kN)		940,94	556,15	254,84
	Vu (kN)		666,050	504,490	262,472
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		6184,000	5021,000	4623,000
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		10289,000	7197,000	8290,000
	$\sigma_s$ (kN/m²)		400,00	400,00	400,00
	Lt		1,18	1,29	1,13
	Lc		1,97	1,86	2,02
	d		0,79	0,86	0,75
	$\sigma_1$		2061,333	1673,667	1541,000
	N <sub>1</sub>		650,02	577,75	463,42
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm²)		16,25	14,44	11,59
	A <sub>vj</sub> (cm²)		18,32	13,87	7,22
	A'v1/bande/nappe		20,83	17,91	13,39
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm²)		3,15	3,45	3,01
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		24,11	18,46	15,82
	Choix de A (cm²)		2*6HA16	2*6HA14	2*6HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
	AH /nappe (cm²)		9,45	9,45	9,45

Arma tures trans versa les	AH adopté (cm2)		11,775	11,775	11,775
	choix de la section		15HA10	15HA10	15HA10
	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Vé rifi cation des con struc tion	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	T <sub>b</sub>	1,175	0,890	0,463
	3,26 Mpa	T <sub>u</sub>	0,839	0,636	0,331
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ <sub>bc</sub>	1,412	0,846	0,390

- Ferrailage du voile longitudinal VL2 : L= 3.80m

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06
	L (m)	3,80	3,80	3,80
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,76	0,76	0,76
	He	4,080	3,060	3,060
	h	3,68	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)	680,500	560,510	365,540
	N <sub>ser</sub> (kN)	1518,36	1238,29	580,97
	Vu (kN)	952,700	784,714	511,756
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5887,000	4603,000	3924,000
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	10286,000	8530,000	6857,000
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00
	Lt	1,38	1,33	1,38
	Lc	2,42	2,47	2,42
	d	0,92	0,89	0,92
	$\sigma_1$	1962,333	1534,333	1308,000
	N <sub>1</sub>	723,82	544,94	482,43
armature s verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	18,10	13,62	12,06
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	26,20	21,58	14,07
	A'v1/bande/nappe	28,13	21,54	15,82

armatures minimales	$A_{min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		3,69	9,32	9,68
Armatur Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1 \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		14,19	12,94	7,85
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*7HA16	2*7HA14	2*7HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		11,40	11,40	11,40
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		11,775	11,775	11,775
	choix de la section		15HA10	15HA10	15HA10
Arma tures trans versa les	Espacement st(cm)		25	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véfication des conctruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$T_b$	1,393	1,147	0,748
	3,26 Mpa	$T_u$	0,995	0,819	0,534
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	1,943	1,589	0,753

## VII.1 Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures. Fondations superficielles : (Les semelles continues sous murs, Les semelles continues sous poteaux, Les semelles isolées, Les radiers.) Fondations profondes : (Les pieux, Les puits...)

### 1. a. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement.
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

**Remarque :** Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.

Pour notre structure le choix du type de fondation se portera entre les semelles filantes et le radier, ce dernier type de fondation est recommandé pour les sols de faible résistance ou lorsque la somme des surfaces des fondations dépasse la moitié de la surface bâtie de l'ouvrage, à fin de faciliter les travaux.

## 1. Dimensionnement

### ✓ Semelles filantes sous voiles et sous poteaux

#### 1.1- Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$ : Contrainte admissible du sol (2Mpa)

➤ Surfaces des semelles filantes sous voiles :

##### • Voile sens transversal :

Voile	Nser	L (m)	nombre	B ( m)	S =B×L (m <sup>2</sup> )
VT	-6241.45	4.10	4	7.6	124.64

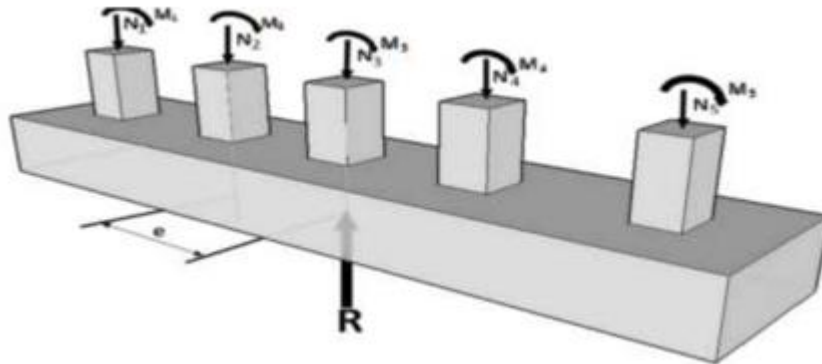
##### • Voiles sens longitudinales :

Voiles	Nser	L (m)	nombre	B (m)	S = B×L (m <sup>2</sup> )
VL1	-2750.5	2.70	2	5.1	27.54
VL2	-3385.85	3.35	2	5.05	33.82
Somme					63.37

La surface des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 124.64 + 63.37 = 188.01 \text{ m}^2$$

### 1.2- Semelles filantes sous poteaux



- **Hypothèse de calcul**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

- **Etapes de calcul**

1- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$

2- Détermination de coordonnée de la résultante R :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$

3- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6}$   $\implies$  Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$   $\implies$  Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

Avec :

**L** : distance entre nus des poteaux.



Poteaux	Ni	Mi	ei	Ni x ei
<b>C04</b>	336.98	0.026	-12.15	-4094.307
<b>C09</b>	855.88	-1.635	-9	-7702.92
<b>C14</b>	917.73	-1.742	-5.2	-4772.19
<b>C19</b>	874.03	-0.234	-2.3	-1948.16
<b>C24</b>	877.54	-0.242	2.3	2018.34
<b>C29</b>	919.52	-1.749	5.2	4781.5
<b>C34</b>	855.99	2.571	9	7703.91
<b>C39</b>	336.91	4.029	12.15	4093.45
<b>Somme</b>	5118.7	1.027	/	76.63

• *Exemple de calcul*

La charge totale transmise par les poteaux est :  $R = \sum N_i = 5118.7 \text{ kN}$

✚ Distribution de la réaction par mètre linéaire

$$e = \frac{79.63 + 1.027}{5118.7} = 0,015 \text{ m}$$

$$e = 0,015 \leq \frac{24.3}{6} = 4.05 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \left( \frac{5118.7}{24.3} \right) \left( 1 + 6 \times \frac{0.015}{24.3} \right) = 211.42 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{5118.7}{24.3} \left( 1 - 6 \times \frac{0.015}{24.3} \right) = 209.86 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \left( \frac{5118.7}{24.3} \right) \left( 1 + 3 \times \frac{0.015}{24.3} \right) = 211.03 \text{ KN/ml}$$

✚ Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = B \geq \frac{211.03}{200} = 1,05 \text{ m}$$

On prend :  $B = 1,1 \text{ m}$ .

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

Avec :  $n$  : Nombre de portiques dans le sens considéré.

$$S_p = n (B \times L) \longrightarrow S_p = (1.1 \times 24.3) \times 5 \longrightarrow S_p = 133.65 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 188.01 + 133,3 \longrightarrow S_t = 321.66 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{321.66}{366.93} = 0,87 \quad \Longrightarrow \quad 87\% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 87% de la surface du bâtiment.

- **Conclusion**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, en ajoutant la surface du radier sous la cage d'ascenseur on obtient une surface largement supérieure à 50%, pour cela nous opterons pour un radier général.

## VII-2 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 et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en sous plan horizontale
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution
- Semble mieux convenir aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

### VII.2.1 Pré-dimensionnement du radier

- **Selon la condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

- **Selon la condition forfaitaire**

➤ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$h$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : Portée maximale

$L_{\max} = 4.6 \text{ m}$      $57.5\text{cm} \leq h \leq 92\text{cm}$     On prend :  $h = 80 \text{ cm}$

➤ **Sous poteaux**

✓ **La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{460}{20} = 23\text{cm}$$

On prend  $h_d = 25\text{cm}$

✓ **La nervure**• **La hauteur de la nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_t$  égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{460}{10} = 46\text{cm}$$

On prend  $h_n = 100\text{cm}$

• **Condition de longueur d'élasticité**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40\text{MPa}$

$L_{\max}$  : Portée maximale ( $L = 4.60\text{m}$ )

De la condition précédente, nous tirons  $h$  :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$I$  : Inertie de la section du radier ( $b = 1\text{m}$ )

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865\text{MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.6}{3.14}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.93\text{m}$$

On prend  $h=1\text{m}$

- **Largeur de la nervure**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \longrightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend :  $b_n = 55\text{cm}$

### **Conclusion**

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_n = 100 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Hauteur de la nervure}$$

$$h_d = 25 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Hauteur dalle du radier}$$

$$b_n = 55 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Largeur de la nervure}$$

## **VII.2.2 Détermination de la surface nécessaire au radier**

### **A. Détermination des efforts à la base**

Charge permanente :  $G = 34121.47 \text{ kN}$

Charge d'exploitation :  $Q = 5255.72 \text{ kN}$

#### **1) Combinaisons d'actions**

✓ **ELU**

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5 Q = 53947.56\text{KN}$$

✓ **ELS**

$$N_{s1} = G + Q = 39377.19 \text{ KN}$$

#### **2) Détermination de la surface nécessaire du radier**

✓ **ELU**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{53947.56}{1,33 \times 200} = 202.81\text{m}^2$$

✓ **ELS**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{39377.19}{200} = 196.88\text{m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 366.93\text{m}^2 > \text{Max} (S1; S2) = 202.81 \text{ m}^2$$

**Remarque**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de  $L_{deb} = 50\text{cm}$ .

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bâtiment} + S_{débord} = S_{bat} + L_{deb} \cdot P = 366.93 + 0,5 \times 2 \times (24.3 + 15.1) = 406.33\text{m}^2$$

Avec  $P$  = périmètre.

**VII.2.3 Détermination des efforts à la base du radier****A) Charge permanente :****❖ Poids du radier :**

$$G_{rad} = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{remblai} + G_{dalle \text{ flottante}}$$

**❖ Poids de la dalle :**

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_{da} \times \rho_b$$

$$= (406.3 \times 0,25) \times 25 = 2539.56\text{KN}$$

$$P_{dalle} = 2539.56\text{KN}$$

**❖ Poids de la nervure :**

$$P_{ner} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$$

$$= [(0,55 \times (1 - 0,25) \times (24,3 \times 5) \times 25) + (0,55 \times (1 - 0,25) \times (15,1 \times 8) \times 25) = 2498.71\text{kN}$$

$$P_n = 2498.71\text{kN}.$$

**❖ Poids de T.V.O:**

$$P_{TVO} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_{TVO}]$$

$$\text{Avec : } S_{ner} = 0,55 (24,3 \times 5 + 15,1 \times 8) = 133.26\text{m}^2$$

$$P_{T.V.O} = [(406.33 - 133.26) \times (1 - 0.25)] \times 17 = 3481.64\text{kN}$$

$$P_{T.V.O} = 3481.64\text{kN}$$

❖ **Poids de la dalle flottante libre**

$$P_{df} = S_{rad} \times ep \times \rho_b$$

Avec :

$$\frac{l_{max}}{50} \leq ep \leq \frac{l_{max}}{40}$$

$$9.2 \leq ep \leq 11.5$$

On prend:  $ep=10\text{cm}$

$$P_{df} = 406.33 \times 0,1 \times 25 = 1015.82\text{kN}.$$

$$P_{df} = \mathbf{1015.82\text{kN}}.$$

❖ **Poids totale du radier**

$$G_{rad} = 1015.82 + 3481.64 + 2498.71 + 2539.56 = \mathbf{9535.73\text{kN}}$$

**B) charges d'exploitation**➤ **Poids total de la structure**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 34121.47 + 9535.73 = 43657.2\text{kN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 5255.72 + (2,5 \times 406.33) = 6271.545\text{kN}$$

➤ **Combinaison d'action**

$$N_u = 1,35 \times 43657.2 + 1,5 \times 6271.545 = 68344.5375\text{kN}$$

$$N_s = 43657.2 + 6271.545 = 49928.74\text{kN}$$

**VII.3 Vérifications à L'ELU****a. Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$  ou  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;

$$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 25 = 22.5\text{cm},$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{68344.53 \times 1}{406.3} \times = 386.88\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{386.88}{1 \times 0.225} \times 10^{-3} = 1,72\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = \min \{ 2,5\text{MPa}; 4\text{MPa} \} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### b. vérification de la stabilité du radier

#### ✓ Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{L_X}{2} = \frac{24.3}{2} = 12,15 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{15.1}{2} = 7.55 \text{ m}$$

#### ✓ Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 6971.97 \text{ m}^4; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 18055.70 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste, à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0.h$$

$$M_{x-x} = 0.084 + (28117.69 \times 1) = 28117.77 \text{ kN.m}$$

$$M_{y-y} = 68242.98 + (28117.69 \times 1) = 96360.67 \text{ kN.m}$$

Avec :

$M_0$  : moment sismique à la base de la structure

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure

$h$  : Profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

#### A l'ELU

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

#### A l'ELS

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2; \quad 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2, \quad N_u = 68344.53, \quad N_s = 49928.74, \quad S_{rad} = 406.33$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M.V}{I}$$

### Exemple de calcul

- ELU

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M.V}{I} = \frac{68344.53}{406.33} + \frac{12.15 \times 28117.77}{6971.97} = 217.20 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M.V}{I} = \frac{68344.53}{406.33} - \frac{12.15 \times 27117.77}{9671.97} = 119.19 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 217.20 + 119.19}{4} = 192.69 \text{ kN/m}^2 < 266 \text{ kN/m}^2$$

Sens longitudinal			Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$\sigma_1$	217.20	171.87	208.49	163.19
$\sigma_2$	119.19	73.87	127.9	84.58
$\sigma_m$	192.69	147.37	188.34	143.02
Remarque	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

### Vérification au poinçonnement (Art A.5.2 4 BAEL91)

On doit vérifier que

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.



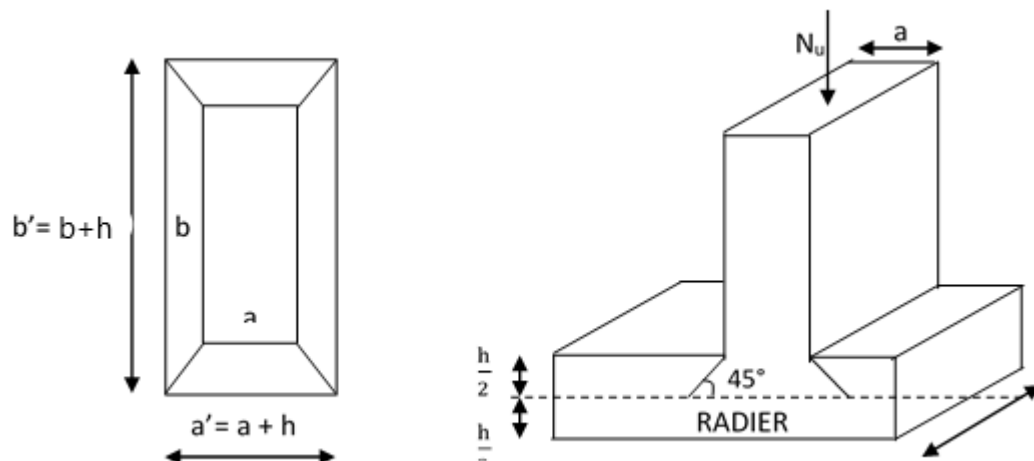


Figure VII.3 Périmètre utile des voiles et des poteaux

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

#### ✓ Vérification pour les poteaux

$$\mu_c = 2(a + b) = 2(a' + b' + 2h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 1) = 5,8\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5,8 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4350\text{kN}$$

$$N_u = 1261,59\text{ kN} < \bar{N}_u = 4350\text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### ✓ Vérification pour les voiles

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 3763,74\text{ kN}, e = 20\text{cm}, b = 1\text{m}$$

$$\mu_c = 2(a + b) = 2(a' + b' + 2h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1) = 6,4\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4800\text{ kN}$$

$$N_u = 3763,74\text{kN} < \bar{N}_u = 4800\text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.4 Ferrailage du radier

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91. Pour les dalles continues constituées de

panneaux rectangulaires considérées comme encastrés sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

▪ **Panneaux encastrés sur 4 appuis**

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas**

Si  $\alpha < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas**

Si  $0,4 \leq \alpha \leq 1$ , les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

✓ Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$

✓ Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

❖ **Remarque**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

▪ **Identification du panneau le plus sollicité**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.55}{4.6} = 0,989 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0385 \\ \mu_y = 0,956 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **A l'ELU**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 192.69 - \frac{9535.73}{406.33} = 169.22 \text{ kN/m}^2$$

✓ **A l'ELS**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 147.37 - \frac{9535.73}{406.33} = 123.90 \text{ kN/m}^2$$

**a. Calcul à l'ELU****1) Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$** 

$$M_x = 0,0385 \times 169.22 \times 4.55^2 = 134.87 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0,956 \times 134.87 = 128.94 \text{ kN.m}$$

**❖ Remarque**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée :  $0,75M_{0x}$  ou  $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis :  $0,5M_{0x}$  ou  $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, Alors :

- Moment en travée :  $0,75M_{0x}$  ou  $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive :  $0,3M_{0x}$  ou  $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire :  $0,5 M_{0x}$  ou  $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastrements de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

**a) Moment dans le sens x-x**

Moments en appuis à l'ELU :  $M_{a-x} = 134.87 \times 0,5 = \mathbf{67.43 \text{ kN.m}}$

Moments en travée à l'ELU :  $M_{t-x} = 134.87 \times 0,75 = \mathbf{101.15 \text{ kN.m}}$

**a) Moment dans le sens y-y**

Moments en appuis à l'ELU :  $M_{a-y} = 128.94 \times 0,5 = \mathbf{64.47 \text{ kN.m}}$

Moments en travée à l'ELU :  $M_{t-y} = 128.94 \times 0,75 = \mathbf{96.70 \text{ kN.m}}$

✓ En travée

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{69.43 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.10$$

$$\mu_u = 0.10 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0.101 \longrightarrow \beta_1 = 0.946$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{67.43 \times 10^3}{0.946 \times 22 \times 348} = 8.89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA14ml** = 9.23cm<sup>2</sup> avec un espacement de **20[cm]**

sens	Zone	M (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	A calculé	Ferrailage	A adopté	St
<b>x-x</b>	Appuis	67.43	0.101	SSA	0.946	8.89	8HA12	9.04	15
	Travée	101.15	0.147	SSA	0.919	14.37	8HA16	16.09	15
<b>y-y</b>	Appuis	64.47	0.093	SSA	0.951	8.85	7HA14	10.77	15
	Travée	96.70	0.140	SSA	0.924	13.66	7HA16	14.07	15

**Tableau VII.5 : Ferrailage du panneau**

#### ❖ Remarque

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur

#### b. Vérification à l'ELU

##### ➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22 \times 2.1}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

		A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>x-x</b>	ELU	9.04	2.65	Condition Vérifiée
		16.09		Condition Vérifiée
<b>y-y</b>	ELU	10.77	2.65	Condition Vérifiée
		14.07		Condition Vérifiée

Tableau VII.6 vérifications de la section minimale

➤ **Vérification des espacements (BAEL91/A8.2, 42)**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels  $h$  désigne l'épaisseur totale de la dalle.

✓ **Dans les sens xx**

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Dans le sens yy**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b) Calcul et vérification à l'ELS**➤ **Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$** 

$$\rho = 0,98 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0459 \\ \mu_y = 0,970 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc :} \quad \begin{cases} M_x = 0,0459 \times 123.90 \times 4.55^2 = 117.73 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,970 \times 117.73 = 114.20 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**Sens x-x**

Moments en appuis à l'ELS :  $M_{a-x} = 117.73 \times 0,5 = 58.86 \text{ kN.m}$ .

Moments en travée à l'ELS :  $M_{t-x} = 117.73 \times 0,75 = 88.29 \text{ kN.m}$ .

### Sens y-y

Moments en appuis à l'ELS :  $M_{a-y} = 114.20 \times 0,5 = 57.1 \text{ kN.m}$ .

Moments en travée à l'ELS :  $M_{t-y} = 114.20 \times 0,75 = 85.65 \text{ kN.m}$

## 1) Vérification des contraintes dans le béton

### Exemple de calcul

#### Sens x-x

➤ Aux appuis :  $A_s = 9.23 \text{ cm}^2$  (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9.04}{100 \times 22} = 0,418 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta = 0,901 \\ K_1 = 35.50 \end{cases} \quad \longrightarrow \quad K = 0,028$$

$$\sigma_s = \frac{M_{a-x}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{58.86 \times 10^3}{0,901 \times 22 \times 9.23} = 321.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 312.71 \times 0.028 = 9 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens	Zone	$A_s$	$M_s^{ser}$	$\rho$	$\beta$	$k_1$	k	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	
x-x	Appuis	9.04	58.86	0.418	0.901	35.5	0.028	9	15	CV
	Travée	16.09	88.29	0.735	0.876	25.32	0.039	11.10	15	CV
y-y	Appuis	10.77	57.1	0.418	0.901	35.5	0.028	8.73	15	CV
	Travée	14.07	85.65	0.639	0.883	27.73	0.036	11.28	15	CV

Tableau VII.7 Vérification des contraintes dans le béton

### - Étude du débord

Le débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie ; le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

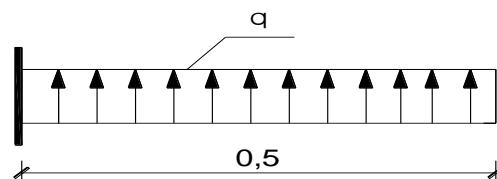


Figure VII.2 Schéma statique du débord

#### a. Sollicitations de calcul

✓ **ELU**

$$q_{um} = 169.22 \text{ kN/ml.}$$

$$M_u = \frac{q_{um} L^2}{2} = \frac{169.22 \times 0.50^2}{2} = 21.15 \text{ kN.m}$$

✓ **ELS**

$$q_{sm} = 123.90 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_{sm} L^2}{2} = \frac{123.90 \times 0.50^2}{2} = 15.48 \text{ kN.m}$$

**b. Calcul des armatures****1) Armatures principales**

$$b = 1 \text{ m ; } d = 22 \text{ cm ; } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa ; } \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.15 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,030$$

$$\mu = 0,030 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu = 0,030 \longrightarrow \beta_1 = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{21.15 \times 10^3}{0,985 \times 22 \times 348} = 2,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**➤ Vérification de la condition de non fragilité**

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22 \times 2,1}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **30 Cm**

**2) Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **30 Cm**

### c. Vérification à l'ELS

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 22} = 0,142$$

$$\rho_1 = 0,142 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,938 ; K_1 = 65.64$$

$$K = 1/K_1 = 0,0152$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15.48 \times 10^6}{0,938 \times 220 \times 3.14 \times 10^2} = 238.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 3.63 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = 238.89 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### ❖ Remarque

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

## VII.5 Ferrailage des nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

### a) **Chargement simplifié admis**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrees à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

### Remarque



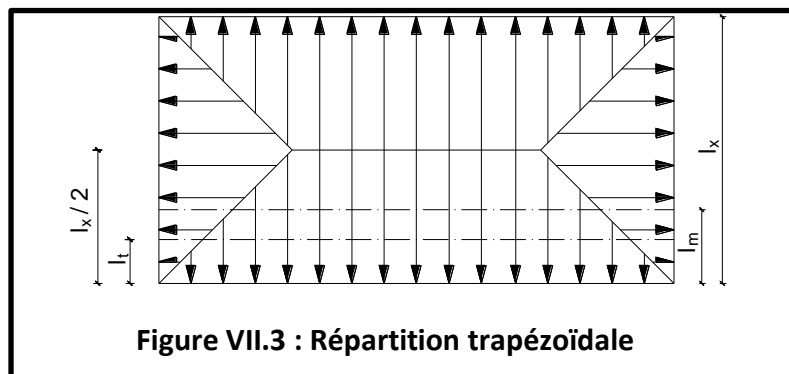
Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale**

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant :  $I_m = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

Effort tranchant :  $I_t = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$



- **Le Chargement simplifié**

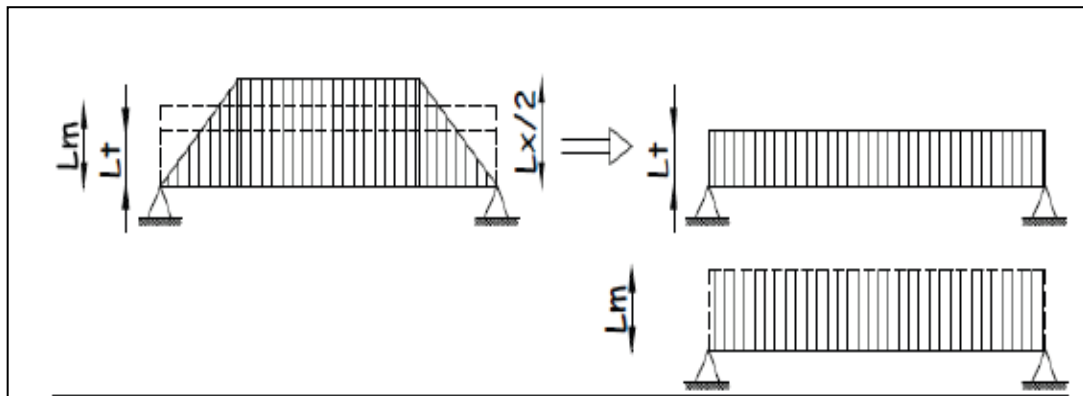


Figure VII.4: Présentation du chargement simplifié

- **Charge triangulaire**

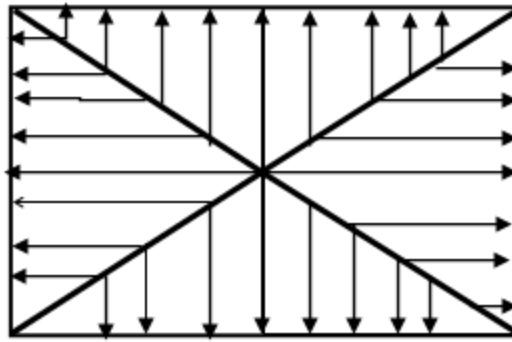


Figure VII.5: Répartition triangulaire

Moment fléchissant :  $l_m = 0,333 \times l_x$

Effort tranchant :  $l_t = 0,25 \times l_x$

**b) Charges à considérer :**

- Pour les moments fléchissant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{cases}$$

- Pour les efforts tranchant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_t \\ Q_s = q_s \times l_t \end{cases}$$

**c) Détermination des charges :**

• **ELU**

$$\begin{aligned} q_u &= \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) \\ &= \left( 192.69 - \frac{9535.73}{406.33} - \frac{2498.71}{133.26} \right) \end{aligned}$$

$$q_u = 150.48 \text{ KN/m}^2$$

• **ELS**

$$\begin{aligned} q_s &= \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) \\ &= \left( 147.37 - \frac{9535.73}{406.33} - \frac{2498.71}{133.26} \right) \end{aligned}$$

$$q_s = 105.16 \text{ KN/m}^2$$

**❖ Remarque**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

travée	panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	P	Charge	L <sub>m</sub>	L <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Q <sub>um</sub>	$\sum Q_{um}$	Q <sub>sm</sub>	$\sum Q_{sm}$	Q <sub>ut</sub>	$\sum Q_{ut}$	Q <sub>st</sub>	$\sum Q_{st}$
1-2	1	3.15	4.55	0.692	trapézoïdale	1,32	1,19	150.4	105.1	199,141	349,04	72,80	183,2	180,2	286,6	125,9	200,26
	2	3.15	3	1.05	trapézoïdale	0,99	0,70	150.4	105.1	149,906		110,42		106,4		74,33	
2-3	1	3.8	4.55	0.835	trapézoïdale	1,45	1,23	150.4	105.1	219,4	352,43	87,83	221,3	186,2	242,7	130,1	169,64
	2	3.8	3	1.26	trapézoïdale	0,88	0,37	150.4	105.1	133,007		133,20		56,5		39,52	
3-4	1	2.9	4.55	0.637	trapézoïdale	1,25	1,15	150.4	105.1	188,649	338,88	67,03	168,6	173,9	290,1	121,5	202,75
	2	2.9	3	0.966	trapézoïdale	0,99	0,77	150.4	105.1	150,231		101,65		116,2		81,24	
4-5	1	4.6	4.55	1.01	trapézoïdale	1,51	1,12	150.4	105.1	228,186	303,04	106,3	267,5	169,2	230	118,2	160,72
	2	4.6	3	1.53	trapézoïdale	0,49	0,40	150.4	105.1	74,861		161,25		60,8		42,46	
5-6	1	2.9	4.55	0.637	trapézoïdale	1,25	1,15	150.4	105.1	188,649	338,8	67,03	168,6	173,9	290,1	121,5	202,75
	2	2.9	3	0.966	trapézoïdale	0,88	0,37	150.4	105.1	150,231		101,65		116,2		81,24	
6-7	1	3.8	4.55	0.835	trapézoïdale	1,45	1,23	150.4	105.1	219,437	352,43	87,83	221,0	186,2	242,7	130,1	169,64
	2	3.8	3	1.26	trapézoïdale	0,99	0,70	150.4	105.1	133,002		133,20		56,5		39,52	
7-8	1	3.15	4.55	0.692	trapézoïdale	1,32	1,19	150.4	105.1	199,141	349,04	72,80	183,2	180,2	286,6	125,9	200,26
	2	3.15	3	1.05	trapézoïdale	0,99	0,71	150.4	105.1	149,905		110,42		106,4		74,33	

Tableau VII.8 Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

travée	panneau	Lx	Ly	P	Charge	Lm	Lt	qu	qs	Qum	$\sum Q_{um}$	Qsm	$\sum Q_{sm}$	Qut	$\sum Q_{ut}$	Qst	$\sum Q_{st}$
1-2	1	4.6	4.55	1,01	trapézoïdale	1,52	1,12	150.48	105.16	228,19	416,84	159,46	291,30	169,23	343,10	118,26	239,77
	2	2.9	4.55	0,64	trapézoïdale	1,25	1,16	150.48	105.16	188,65		131,83		173,88		121,51	
2-3	1	4.6	3	1,53	trapézoïdale	0,50	0,40	150.48	105.16	74,86	225,09	52,32	157,30	60,76	176,92	42,46	123.7
	2	2.9	3	0,97	trapézoïdale	1,00	0,77	150.48	105.16	150,23		104,99		116,25		81,24	
3-4	1	4.6	3	1,53	trapézoïdale	0,50	0,40	150.48	105.16	74,86	225,09	52,32	157,30	60,76	176,92	42,46	123.7
	2	2.9	3	0,97	trapézoïdale	1,00	0,77	150.48	105.16	150,23		104,99		116,25		81,24	
4-5	1	4.6	4.55	1,01	trapézoïdale	1,52	1,12	150.48	105.16	228,19	416,84	159,46	291,30	169,23	343,10	118,26	239,77
	2	2.9	4.55	0,64	trapézoïdale	1,25	1,16	150.48	105.16	188,65		131,83		173,88		121,51	

Tableau VII.9 Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens vertical)

## VII.7 Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

### ➤ Sens longitudinale

#### • ELU

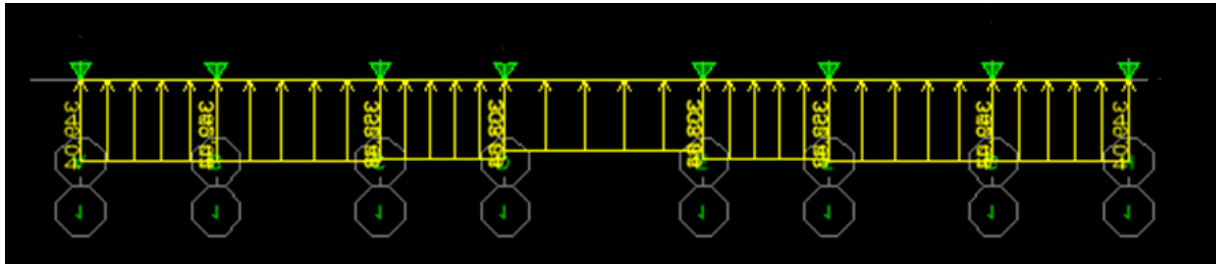


Fig.VII.8 Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal)

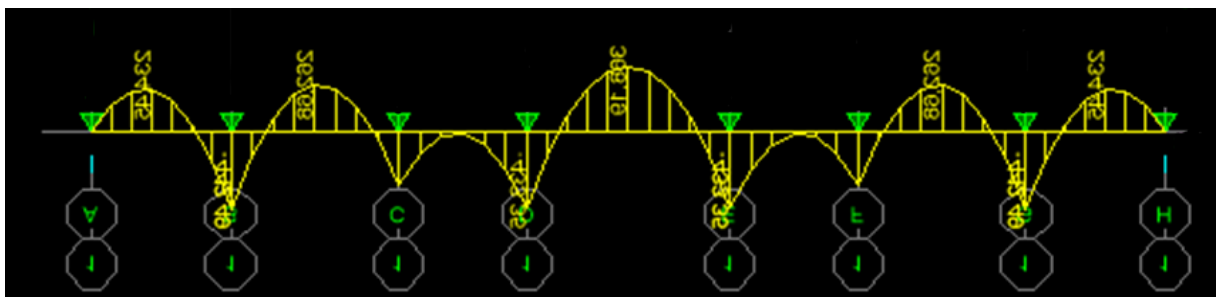


Fig.VII.9 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

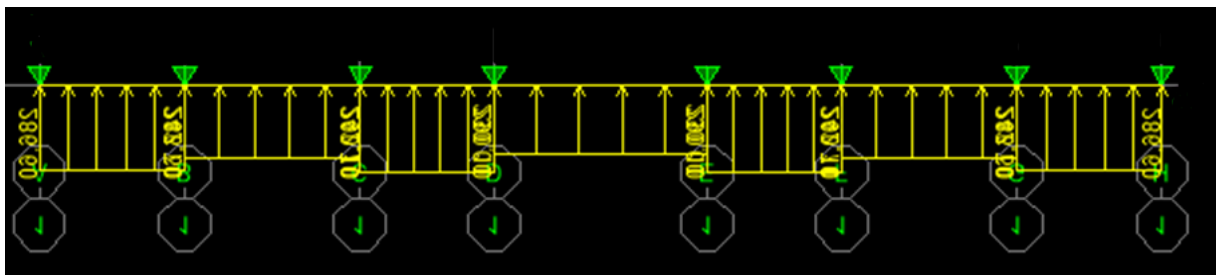


Fig.VII.10 Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal)

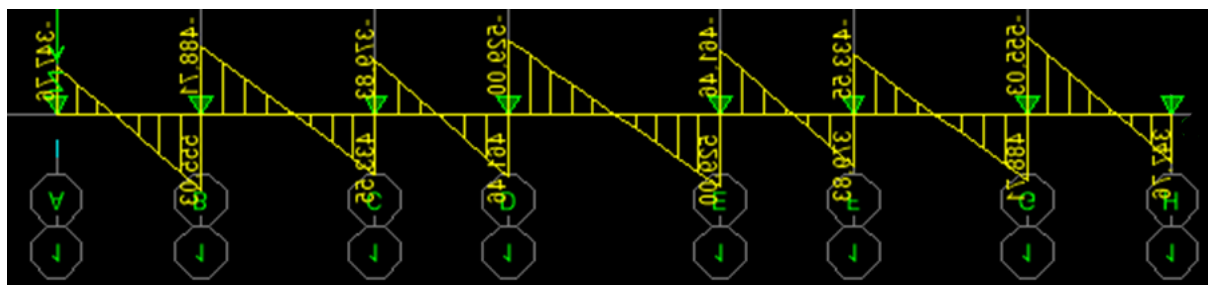


Fig.VII.11 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

- ELS

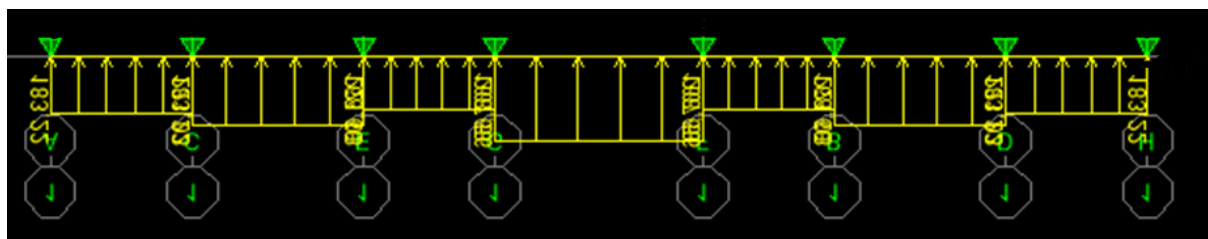


Fig.VII.12 Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal)

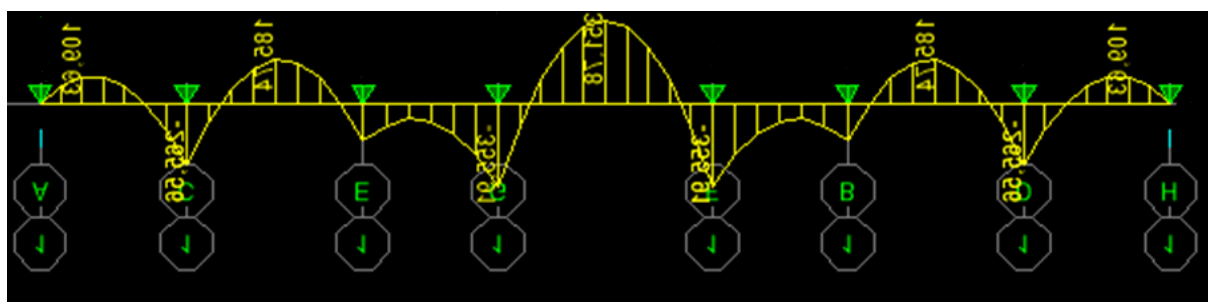


Fig.VII.13 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

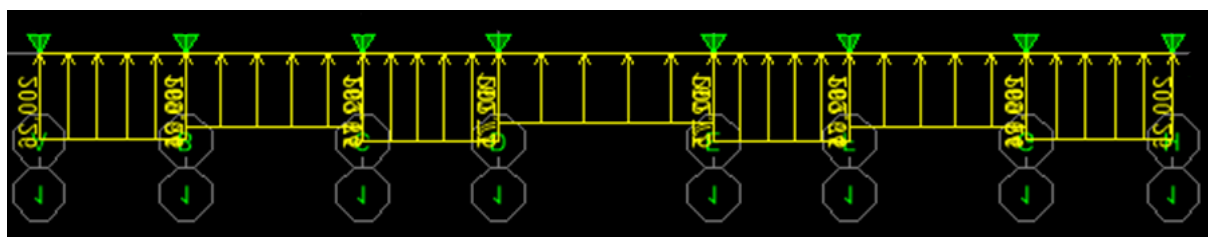


Fig.VII.14 Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal)

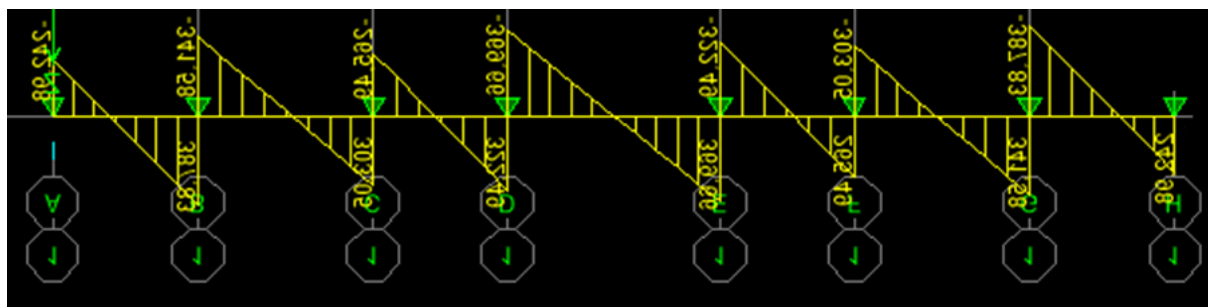
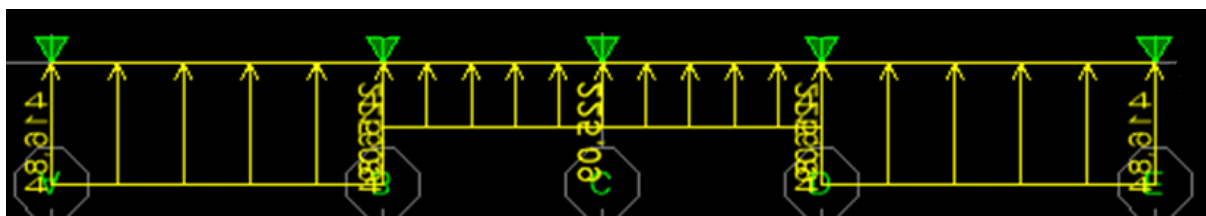


Fig.VII.15 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

➤ Sens transversal

- ELU



FigureVII.16 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal)

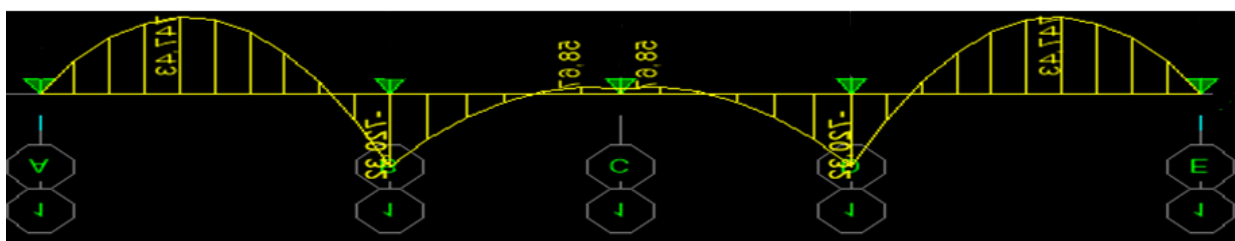


Figure.VII.17 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

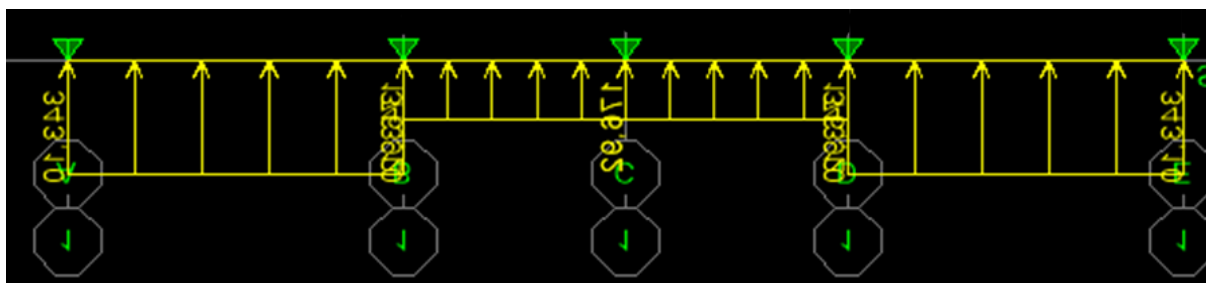


Figure VII.18 Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal)



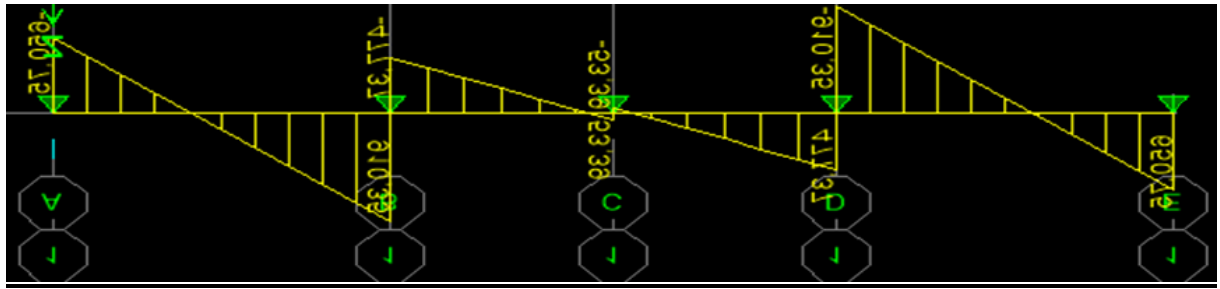


Figure VII.19 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

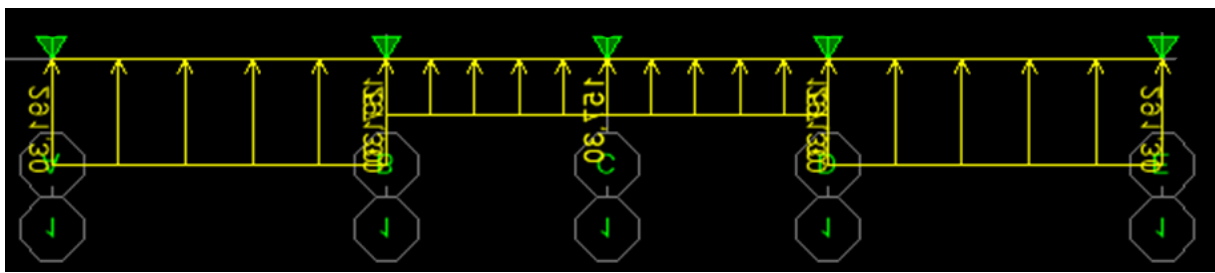
✓ ELS

Figure VII.20 Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal)

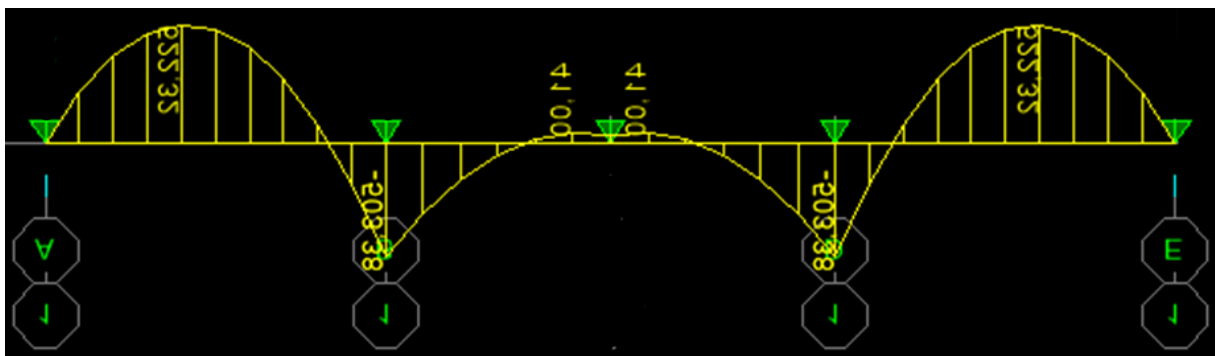


Figure VII.21 Diagramme moments fléchissant à l'ELS

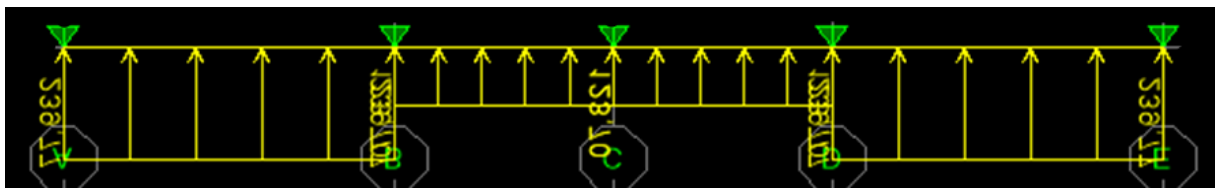


Figure VII.22 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal)

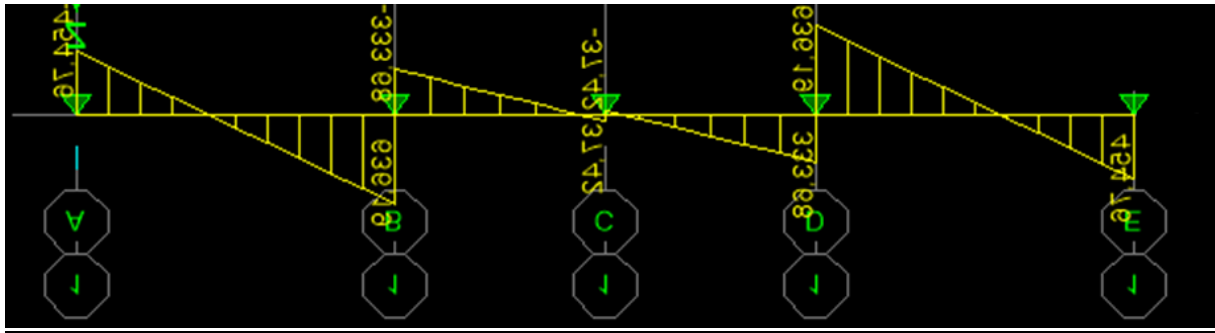


Figure VII.23 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{\max}$ (KN.m)	369.61	351.78	720.32	503.38
$M_t^{\max}$ (KN.m)	442.61	355,91	747.43	522.32
$T_{\max}$ (KN)	555.03	387.83	910.33	636,19

Tableau VII.10 Les efforts internes dans les nervures

## 1) Calcul des armatures

## - Armature longitudinale

$$B = 55 \text{ cm} \quad d = 100 \text{ cm}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	.....	Mu (KN.m)	$\mu b$	$\beta$	Obs.	As(cm <sup>2</sup> )	A.adop(cm <sup>2</sup> )	ferrailage
X-X	<b>Appuis</b>	369.61	0.050	0.974	<b>SSA</b>	11.24	14.19	4HA16+4HA14
	<b>Travée</b>	442.61	0.060	0.969	<b>SSA</b>	13.43	14.19	4HA16+4HA14
Y-Y	<b>Appuis</b>	720.32	0.098	0.948	<b>SSA</b>	22.50	24.62	4HA20+(4HA16+2HA16)
	<b>Travée</b>	747.43	0.102	0.946	<b>SSA</b>	23.40	24.62	4HA20+(4HA16+2HA16)

## - Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99)

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{\max}}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures

En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l\max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 10 \text{ cm}$$

En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit :} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2$$

**Soit :  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)**- **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ( $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  **$2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2$** **2) Vérification à l'EL**➤ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 97 \times \frac{2,1}{400} = 6,44 \text{ cm}^2$$

		A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>x-x</b>	ELU	14.19	6.44	Condition Vérifiée
		14.19		Condition Vérifiée
<b>y-y</b>	ELU	24.62	6.44	Condition Vérifiée
		24.62		Condition Vérifiée

➤ **Vérification à la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}$$

- **Sens longitudinal :**  $T_u^{\max} = 555.03 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{550.03 \times 10^3}{550 \times 970} = 1.04 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**  $T_u^{\max} = 910.33 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{910.33 \times 10^3}{550 \times 970} = 1,70 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**3) Vérification à l'ELS**

**-vérification des contraintes dans le béton**

On doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

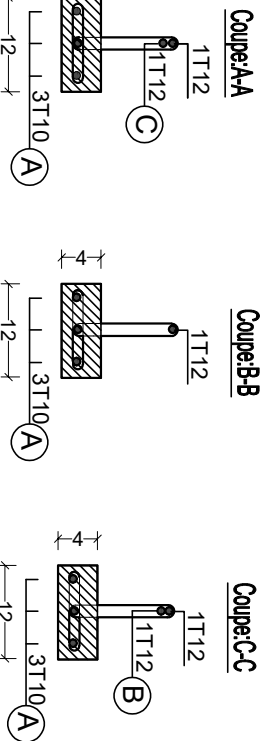
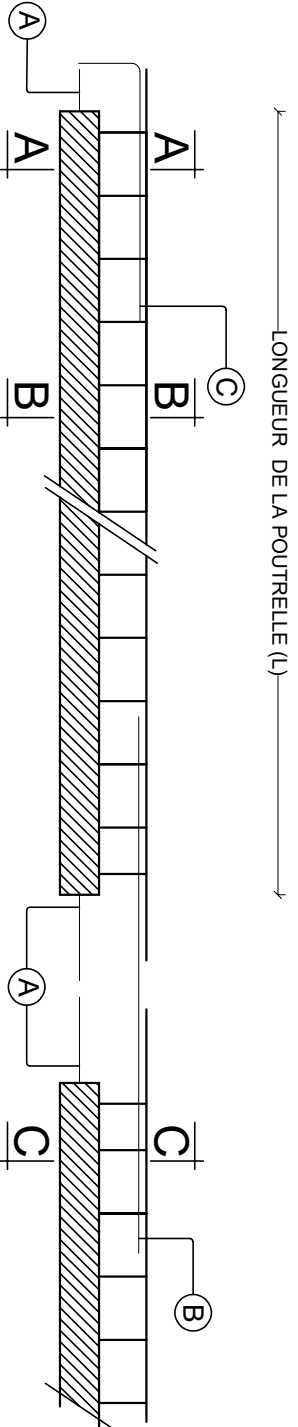
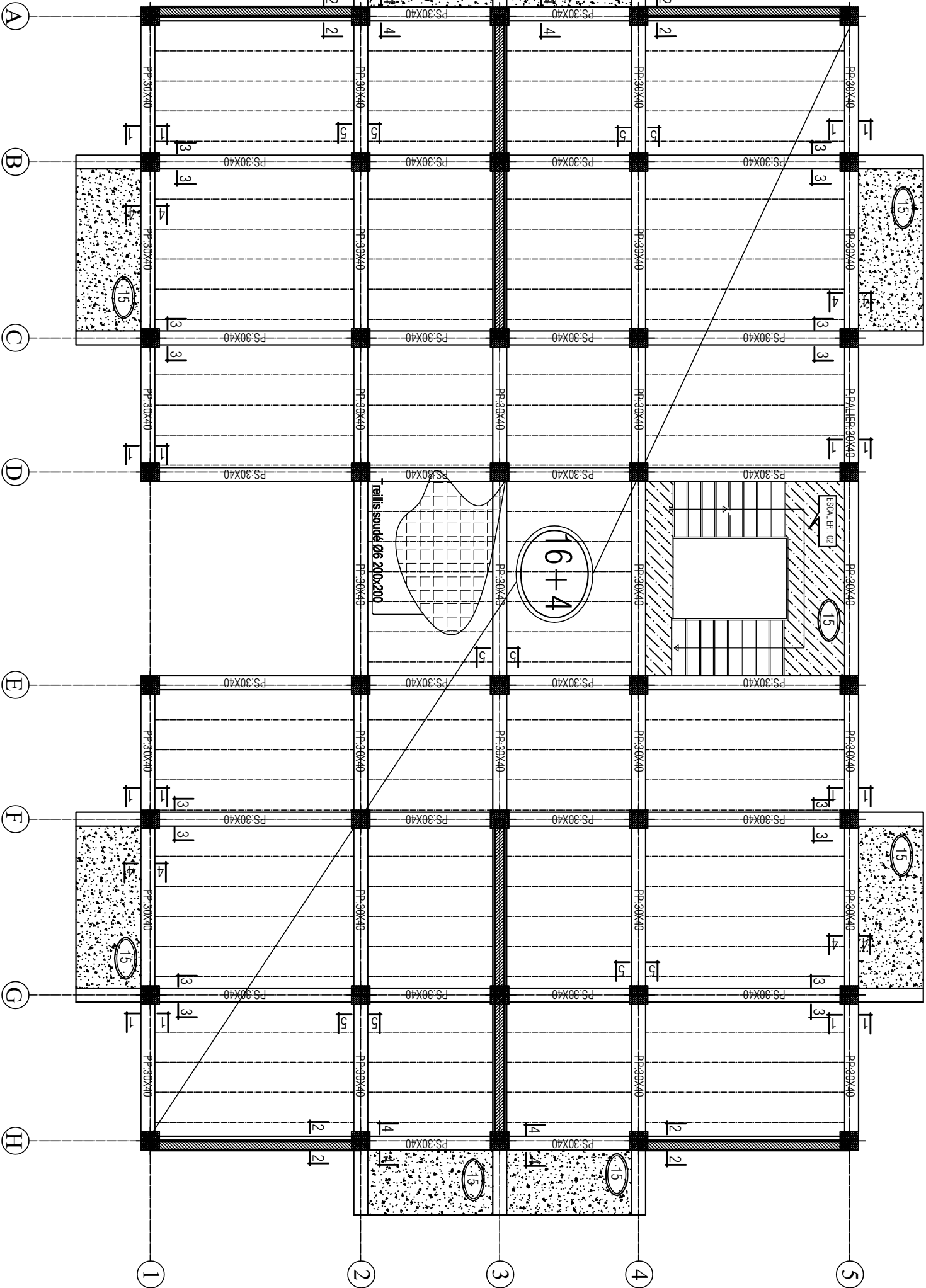
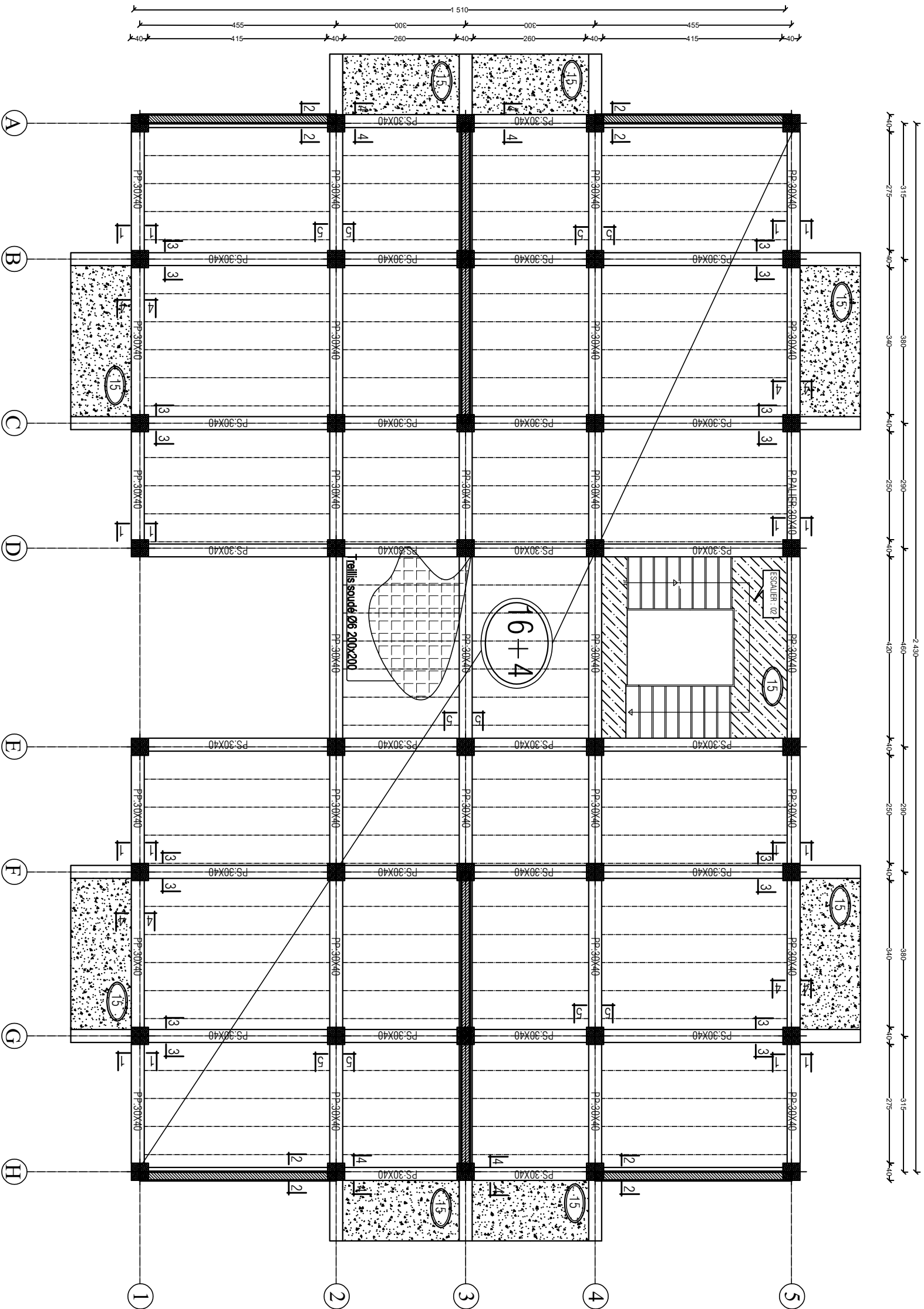
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad , \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

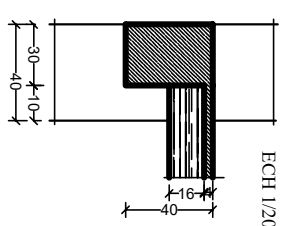
Les résultats des vérifications des contraintes dans le béton sont résumés dans le tableau suivant

sens	Zone	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$M_s$ Kn.m	$\rho_1$	$\beta$	Ki	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
<b>X-X</b>	Appuis	14.19	351.78	0.268	0.918	45.98	6.05	15	Cv
	Travée	14.19	355.91	0.268	0.918	45.98	6.12	15	Cv
<b>Y-Y</b>	Appuis	24.62	503.38	0.461	0.897	33.54	6.80	15	Cv
	Travée	24.62	522.32	0.461	0.897	33.54	7.26	15	Cv

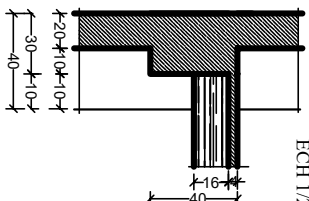
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 10,2 ; 13,26 ;16,32m



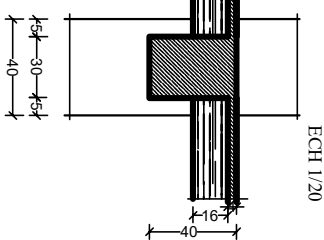
COUPE 1-1



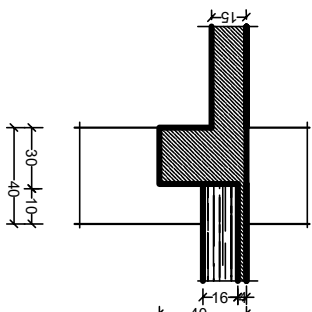
COUPE 2-2



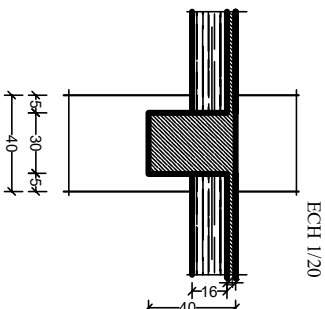
COUPE 3-3



COUPE 4-4

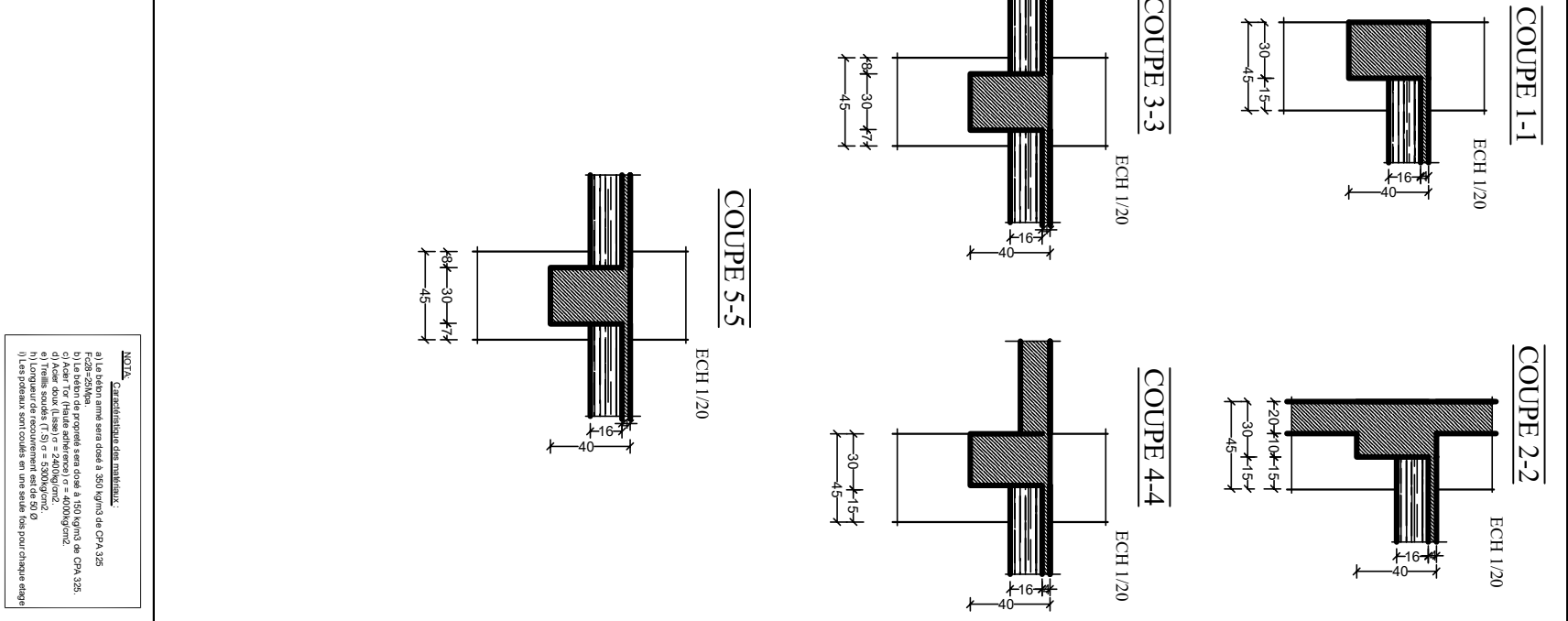
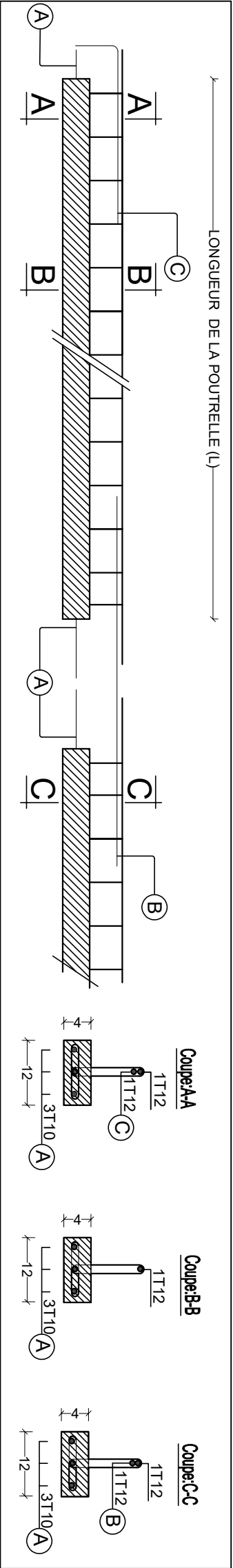
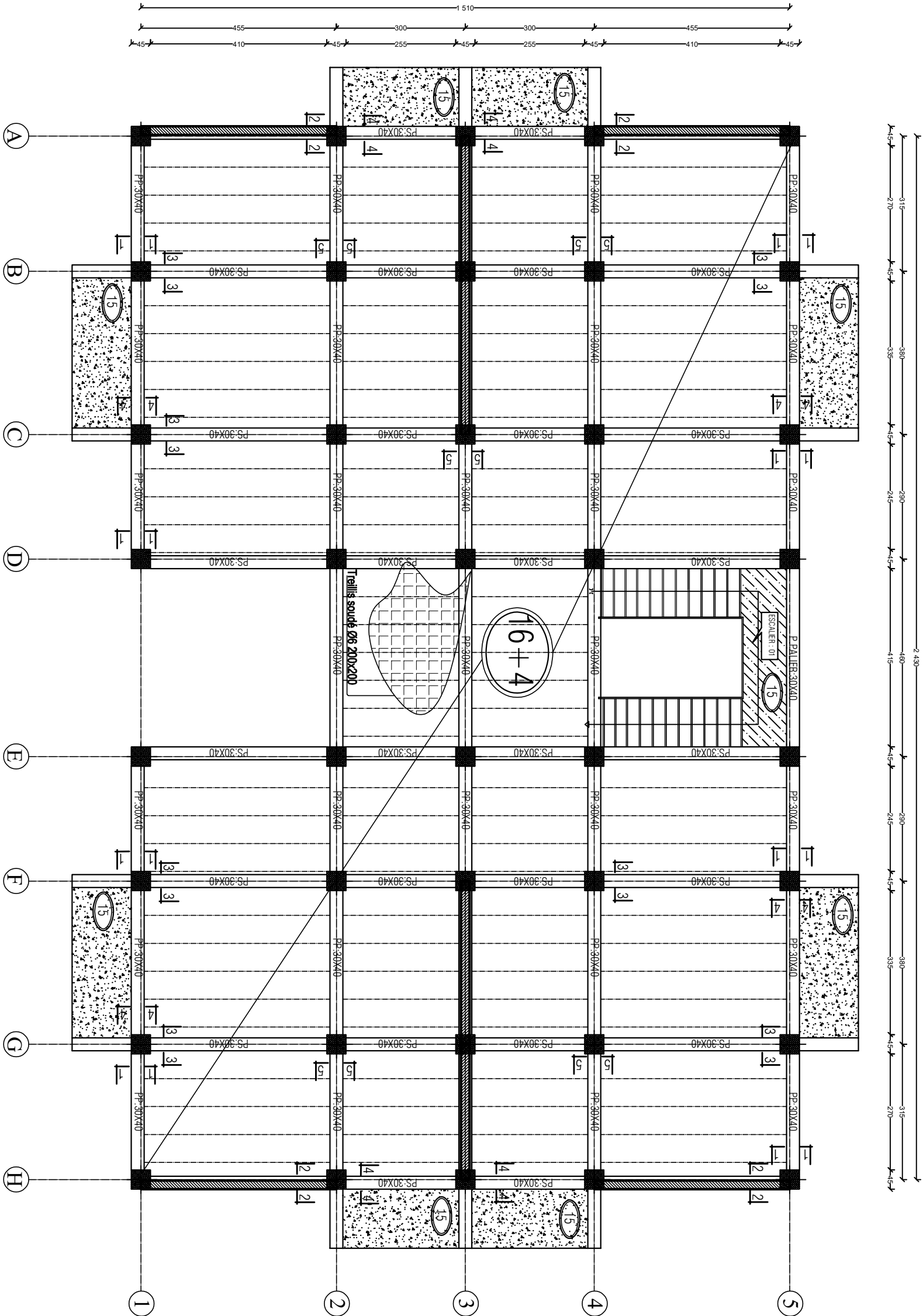


COUPE 5-5



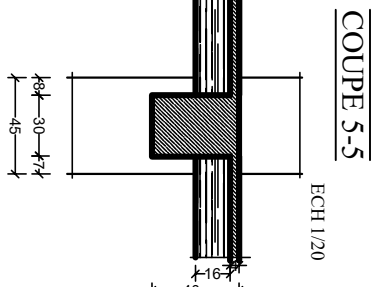
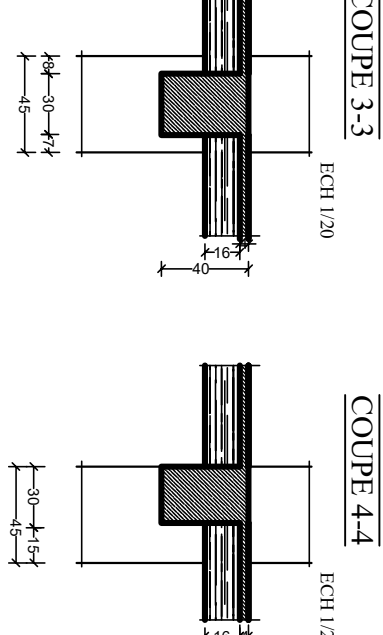
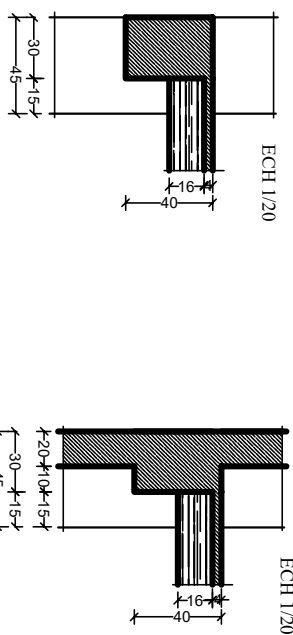
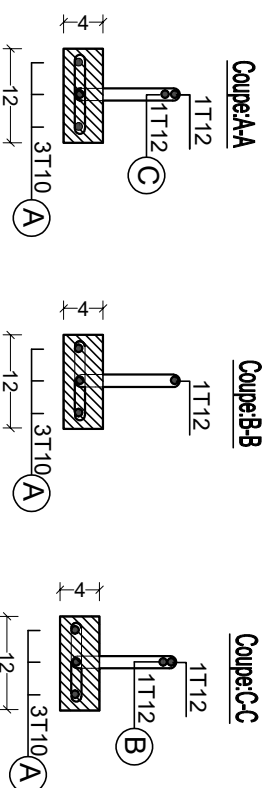
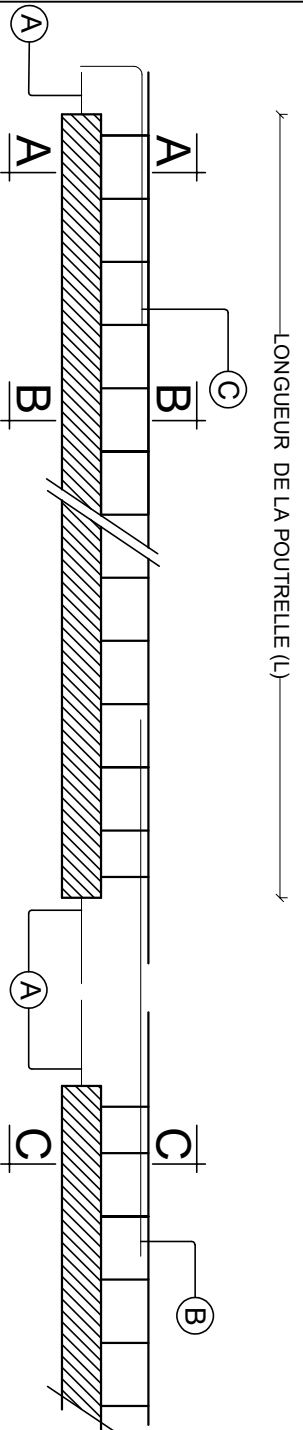
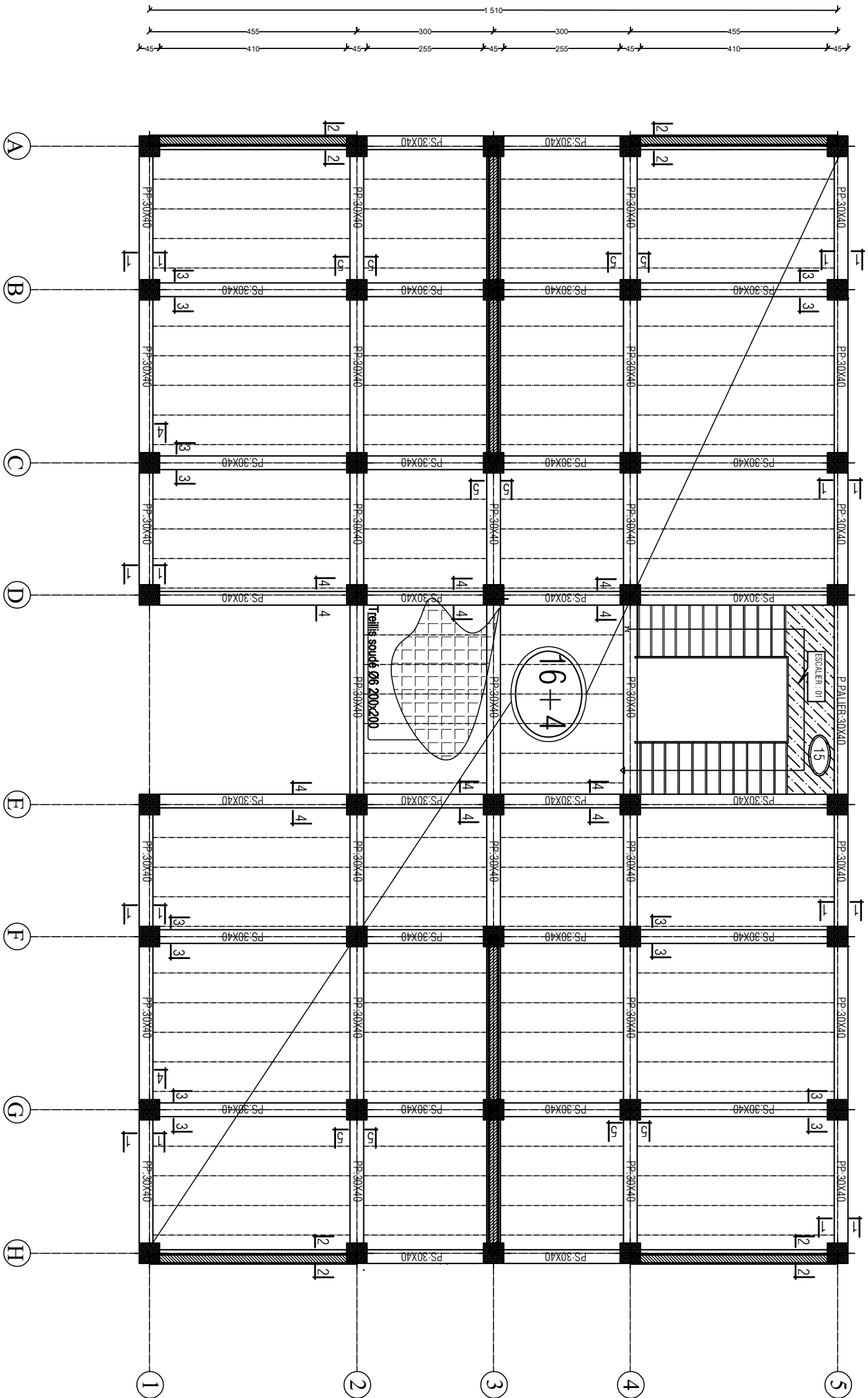
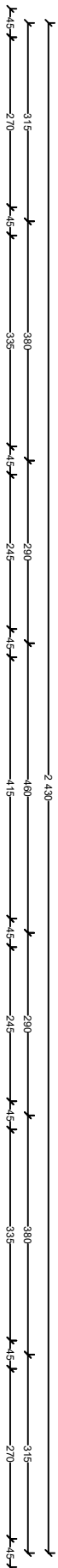
NOTA: Características dos materiais:  
a) O concreto será classificado em C35;  
b) O aço será classificado em S500;  
c) O aço será classificado em S500;  
d) O aço será classificado em S500;  
e) O aço será classificado em S500;  
f) O aço será classificado em S500;  
g) O aço será classificado em S500;  
h) O aço será classificado em S500;  
i) O aço será classificado em S500;

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 4,08 ; 7,14 m



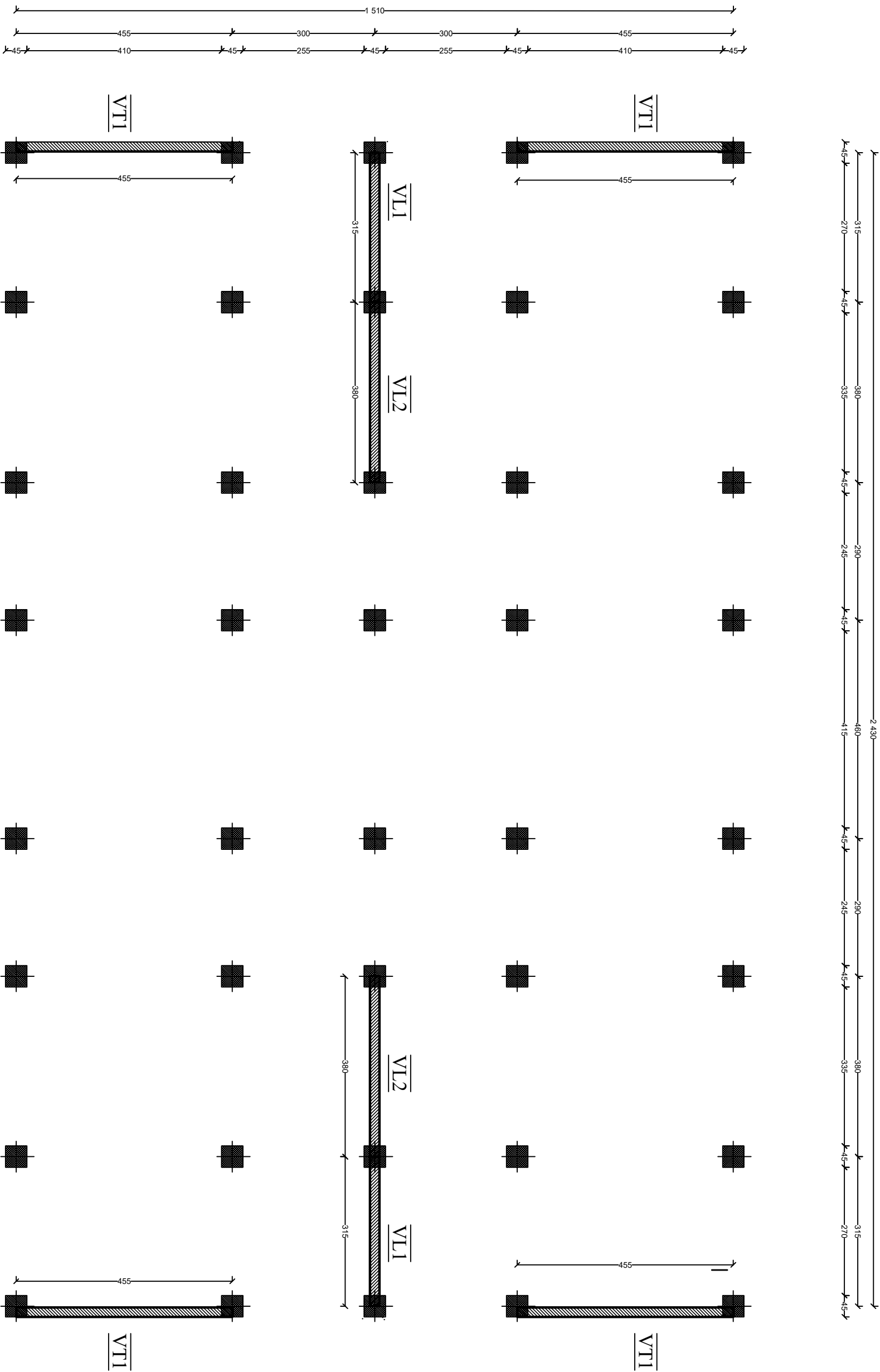
NOTA: Caractéristiques des matériaux:  
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325  
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325  
c) Acier Fer (Haute adhérence) ø = 400kg/m<sup>2</sup>  
d) Acier doux (Haute adhérence) ø = 400kg/m<sup>2</sup>  
e) Treillis soudé 06 200x200  
f) Longueur de recouvrement est de 50 Ø  
g) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 0.00 m



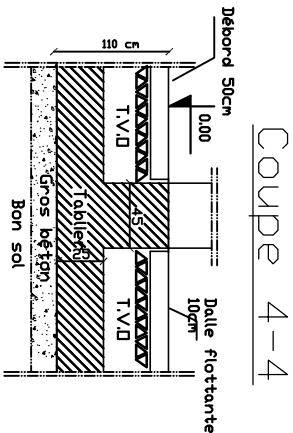
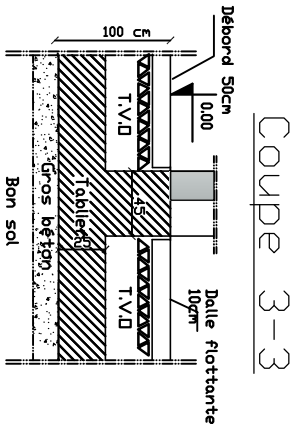
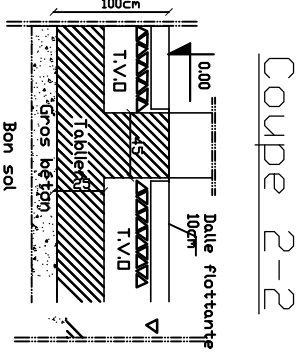
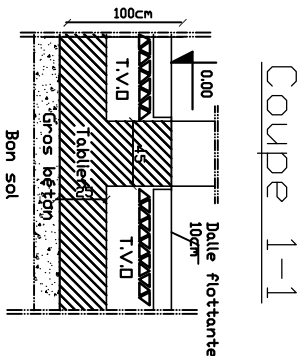
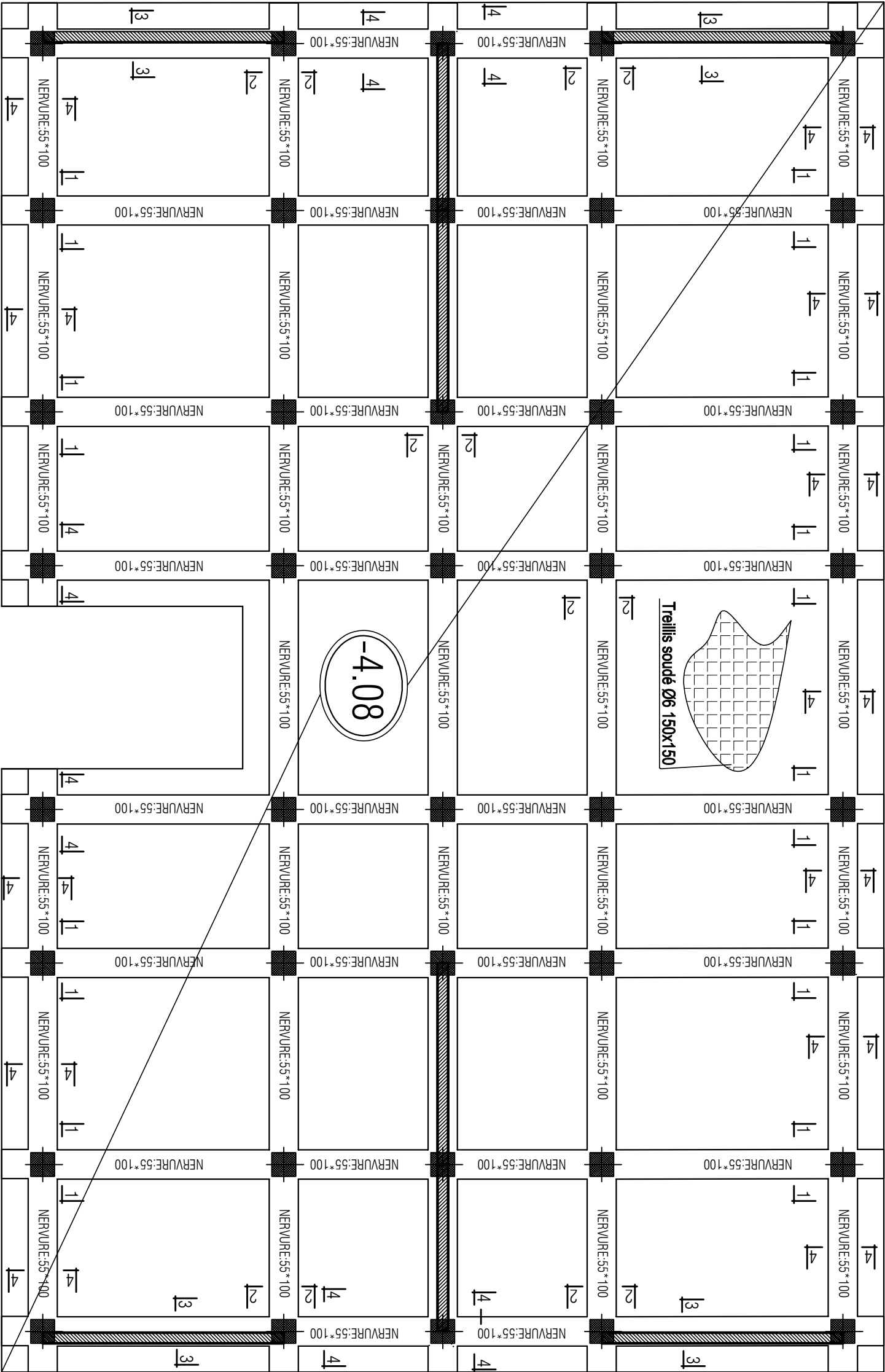
NOTA: Caractéristiques des matériaux:  
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325  
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325  
c) Acier Tor (Haute adhérence)  $\sigma_s = 400\text{N/mm}^2$   
d) Acier doux (Haute adhérence)  $\sigma_s = 235\text{N/mm}^2$   
e) Treillis soudé (TS)  $\sigma_s = 235\text{N/mm}^2$   
f) Longueur de recouvrement est de 50  $\phi$   
g) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT





PLAN DE COFFRAGE RADIER NIV :-4.08 m

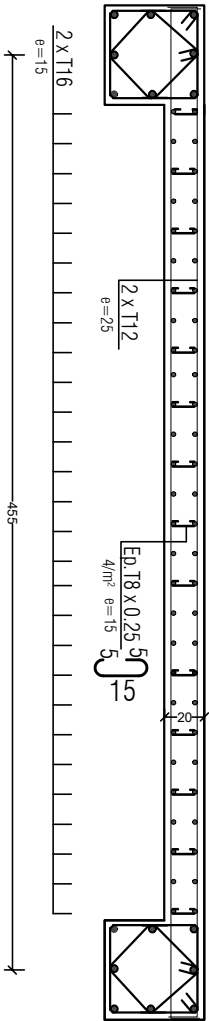




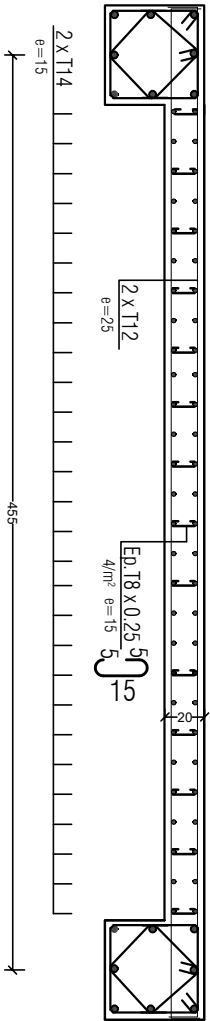
# FERRAILLAGE DES VOILE

VOILE : VT1=4,55m

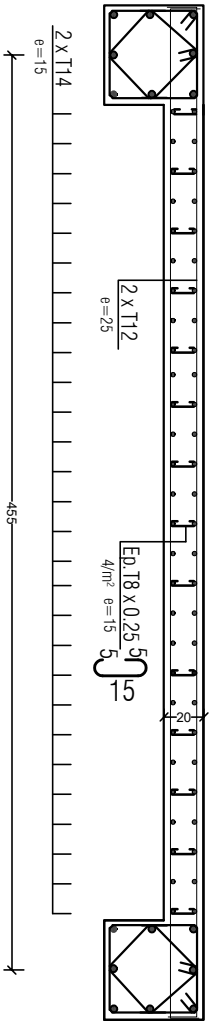
Zone -I-



Zone -II-

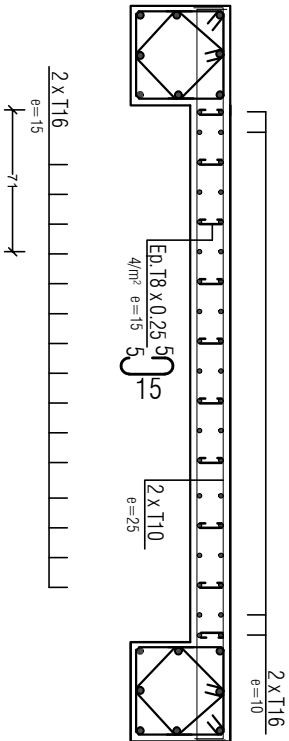


Zone -III-

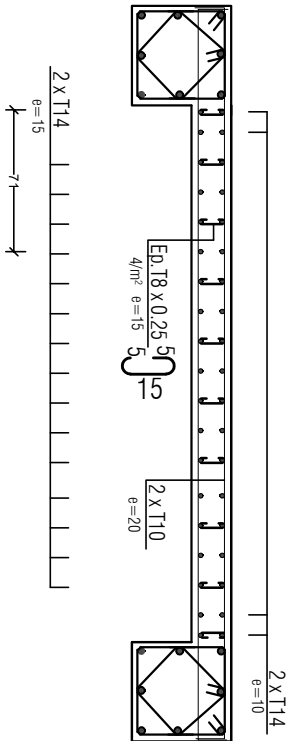


VOILE : VL1=3,15m

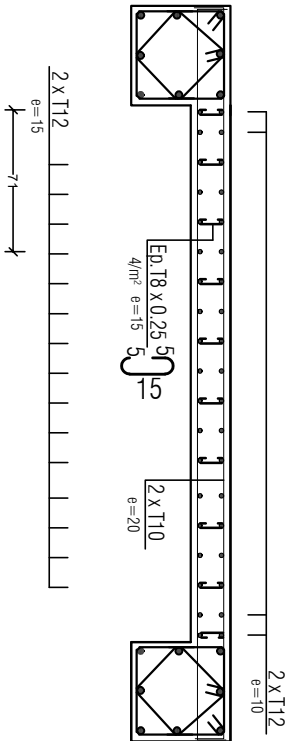
Zone -I-



Zone -II-

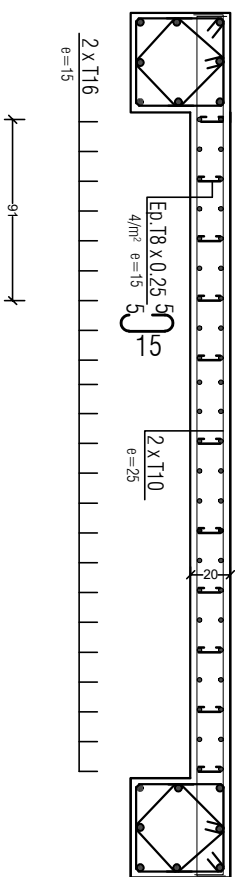


Zone -III-

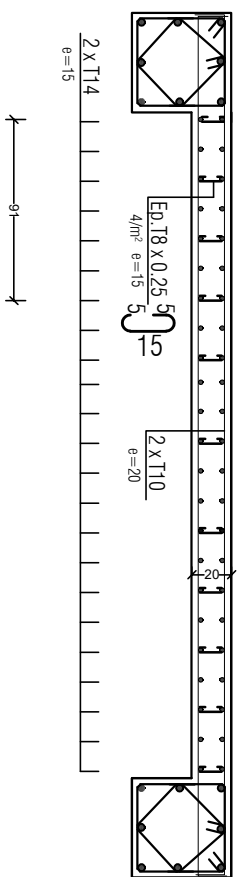


VOILE : VL2=3.80m

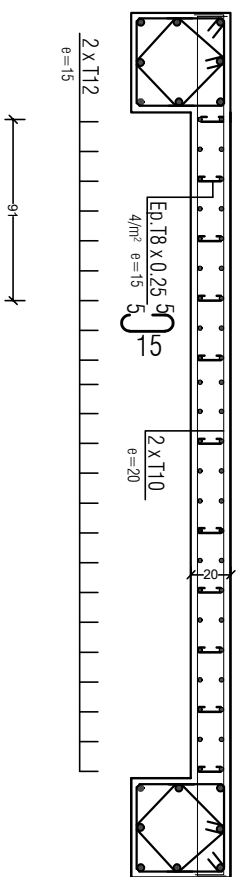
Zone -I-



Zone -II-

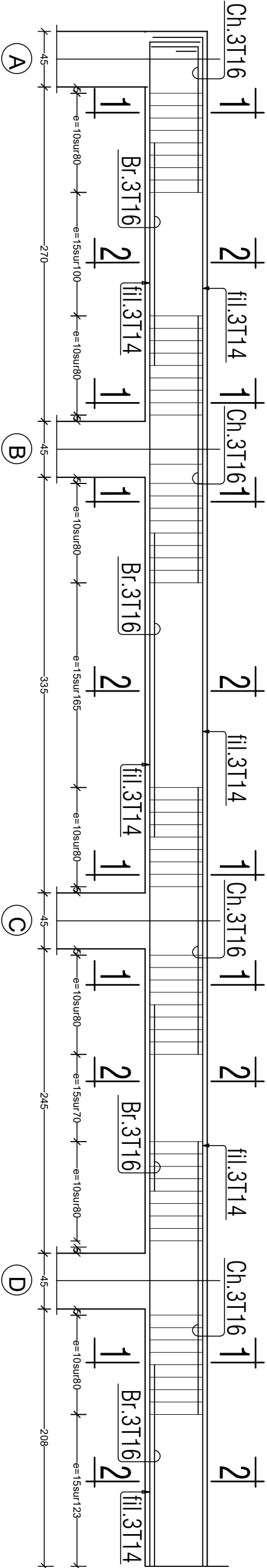


Zone -III-

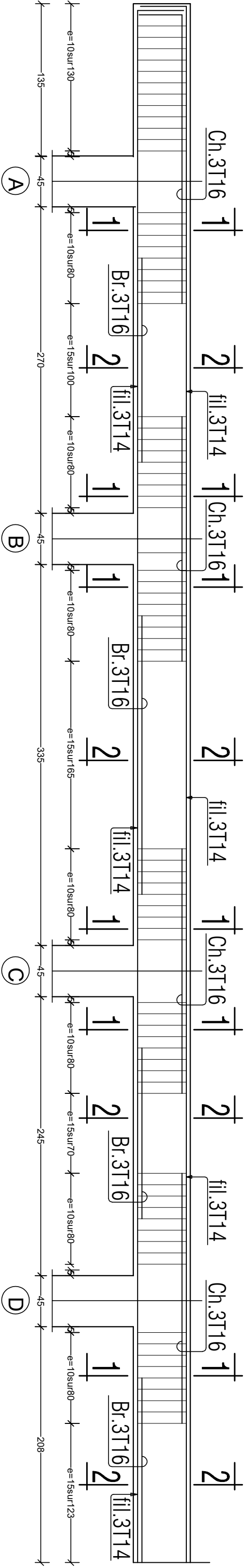


# POUTRES PRINCIPALES ( 30\*40).

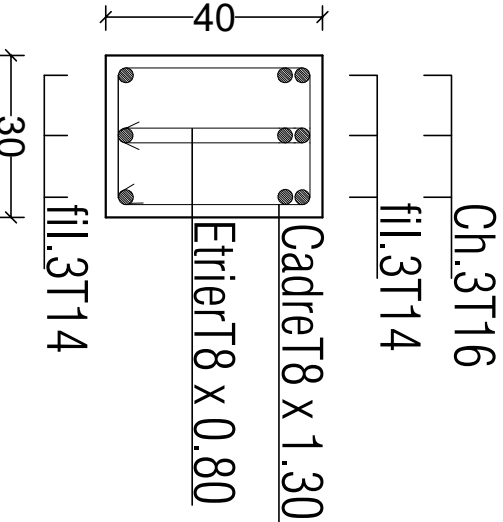
POUTRES PRINCIPALES ( 30\*40) Fils: \*5\*.



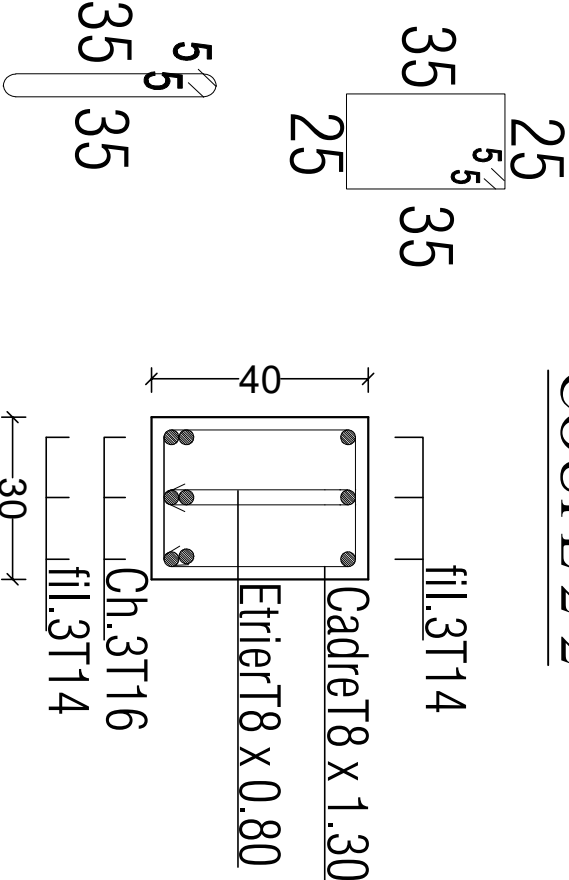
POUTRES PRINCIPALES ( 30\*40) Fils: \*2\*,\*3\*&\*4\*.



COUPE 1-1

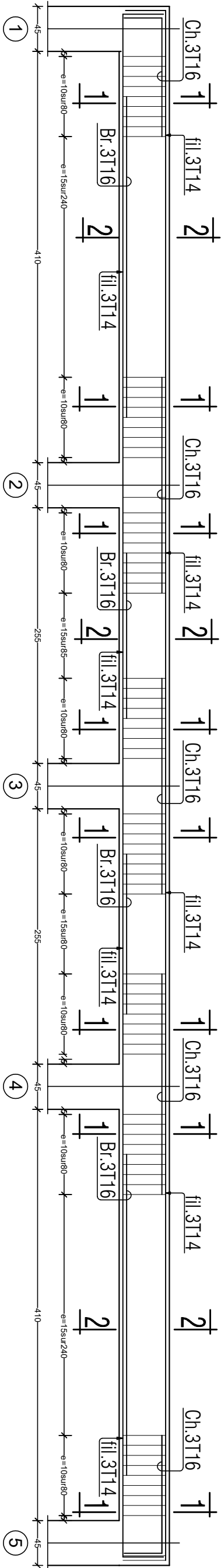


COUPE 2-2

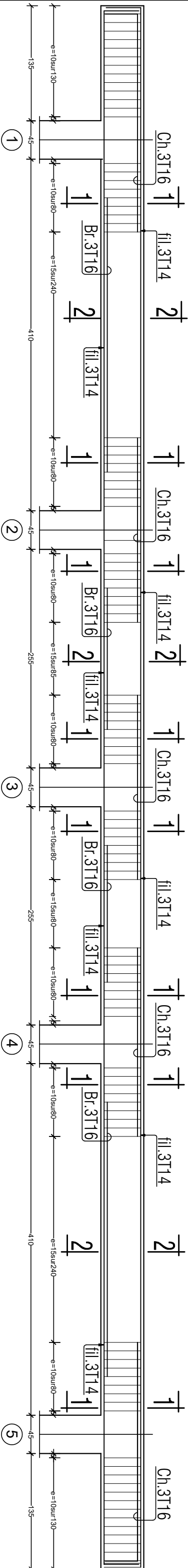


# POUTRES SECONDAIRES( 30\*40).

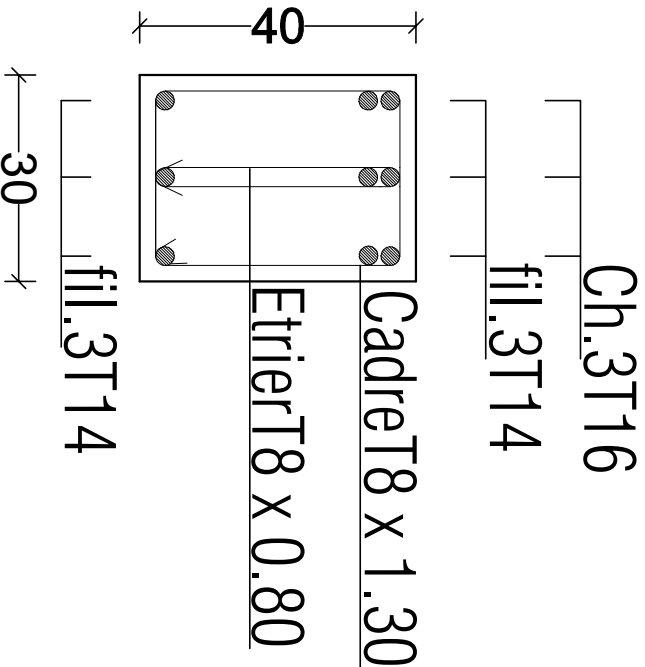
POUTRES SECONDAIRS ( 30\*40) Fils: \*A\*,\*D\*,\*E\*,\*H\*.



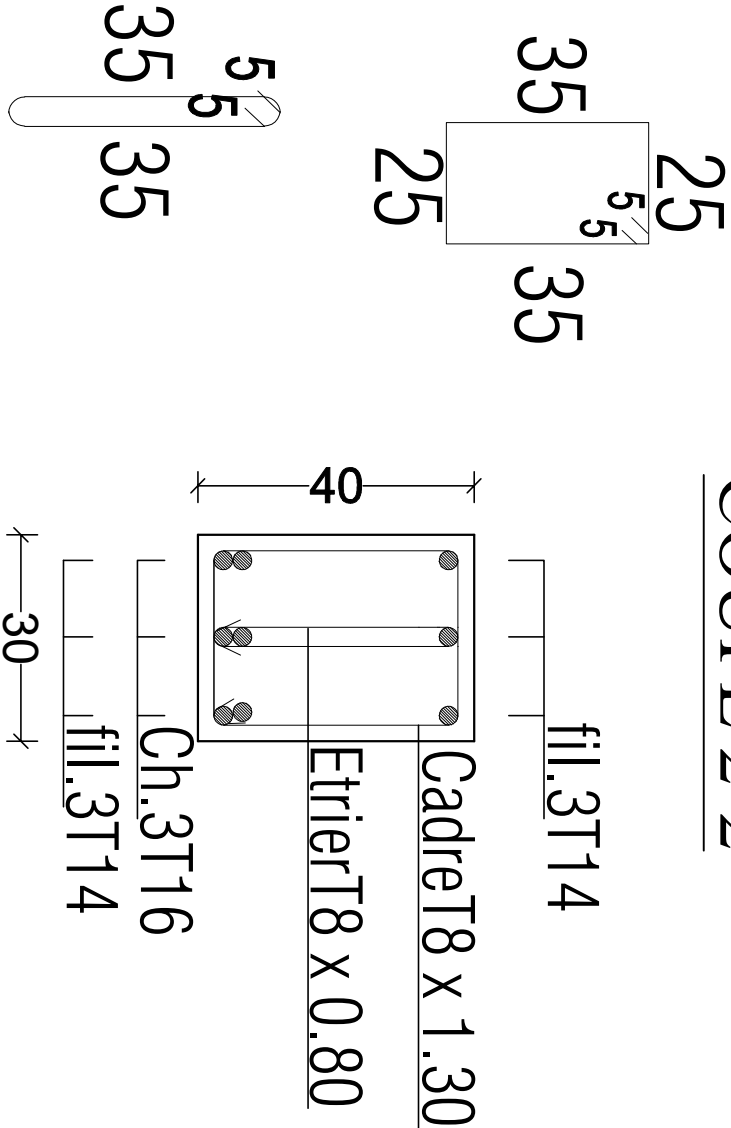
POUTRES SECONDAIRS ( 30\*40) Fils: \*B\*,\*C\*,\*F\*,\*G\*.



## COUPE 1-1

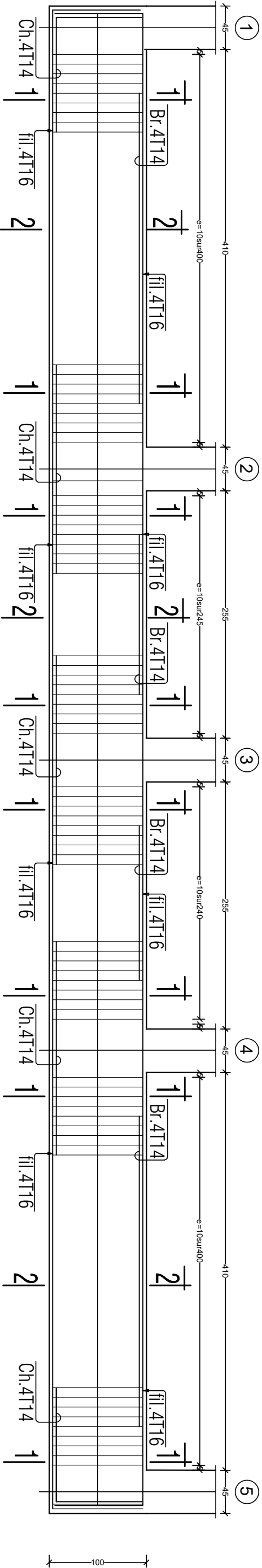


## COUPE 2-2



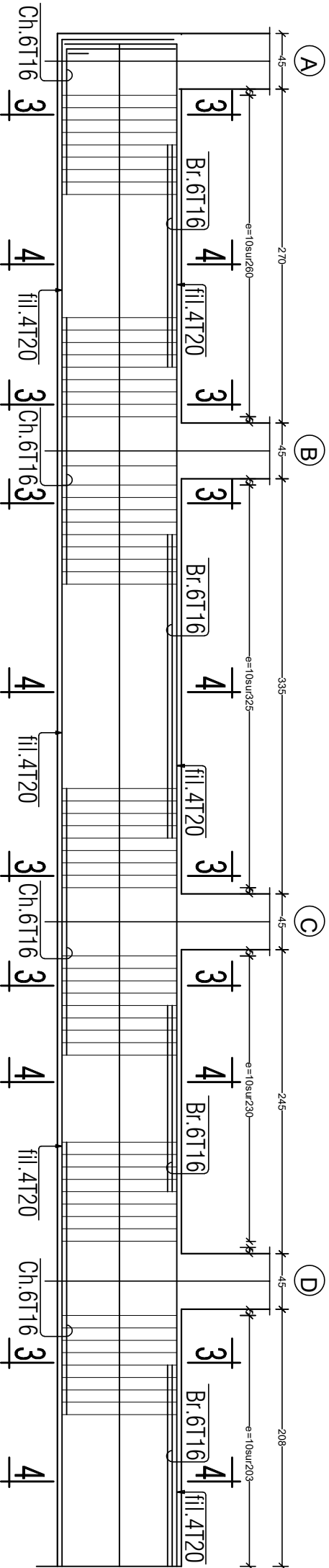
# NERVURE LONGITUDINALE( 55\*100).

NERVURE LONGITUDINALE ( 55\*100) Fils: \*A\*,\*D\*,\*E\*,\*H\*.

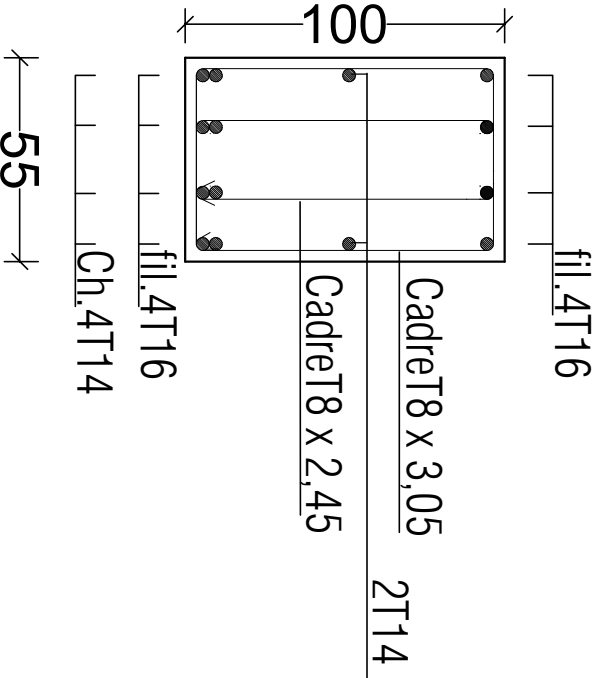


## NERVURE TRANSVERSALE ( 55\*100).

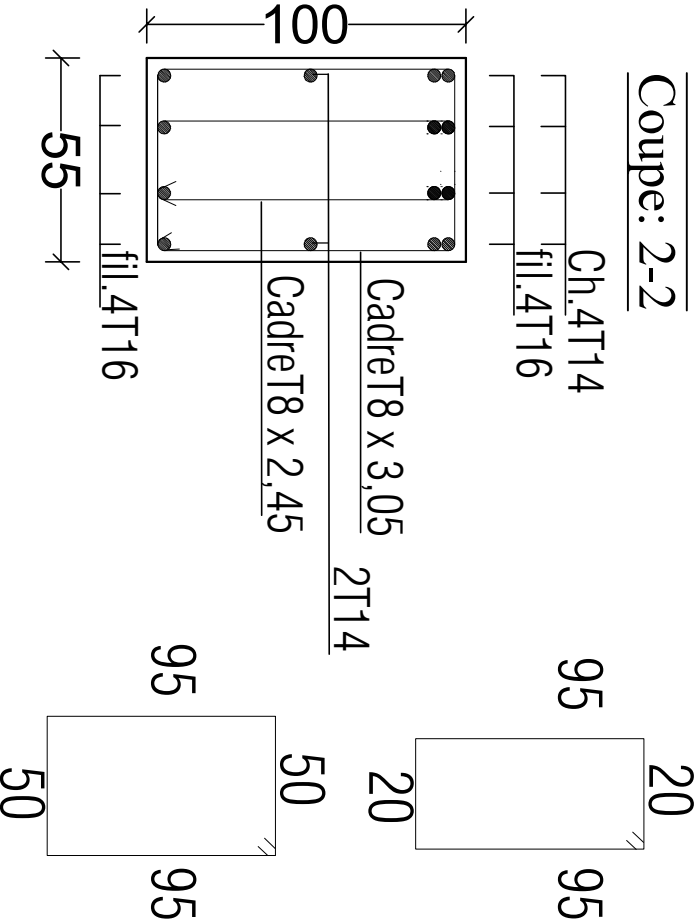
NERVURE TRANSVERSALE ( 55\*100) Fils: \*5\*.



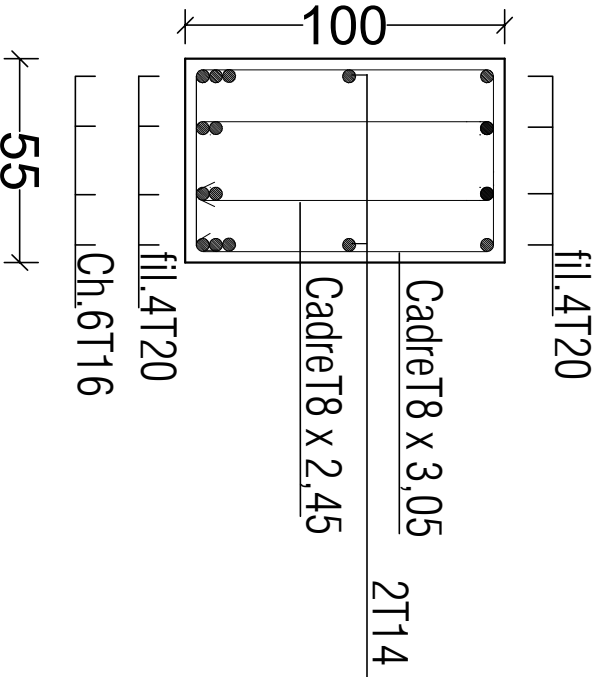
### Coupe: 1-1



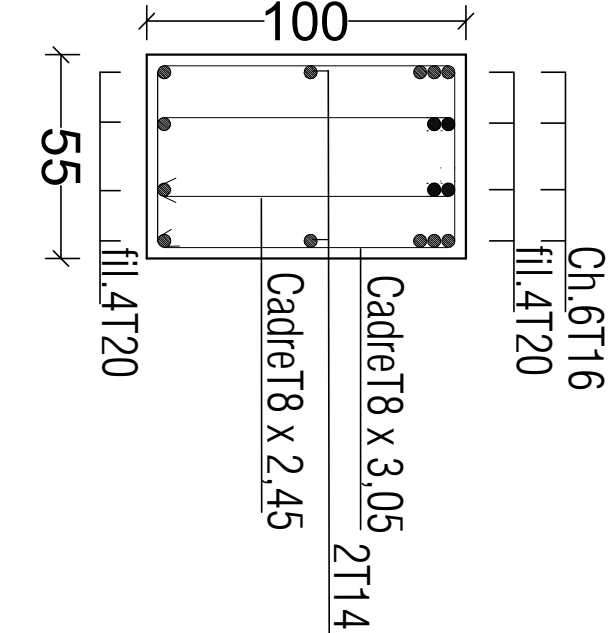
### Coupe: 2-2



### Coupe: 3-3

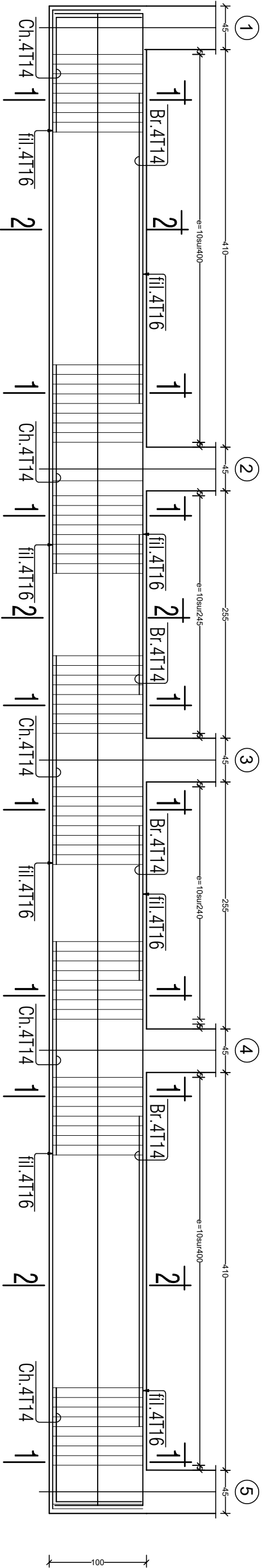


### Coupe: 4-4



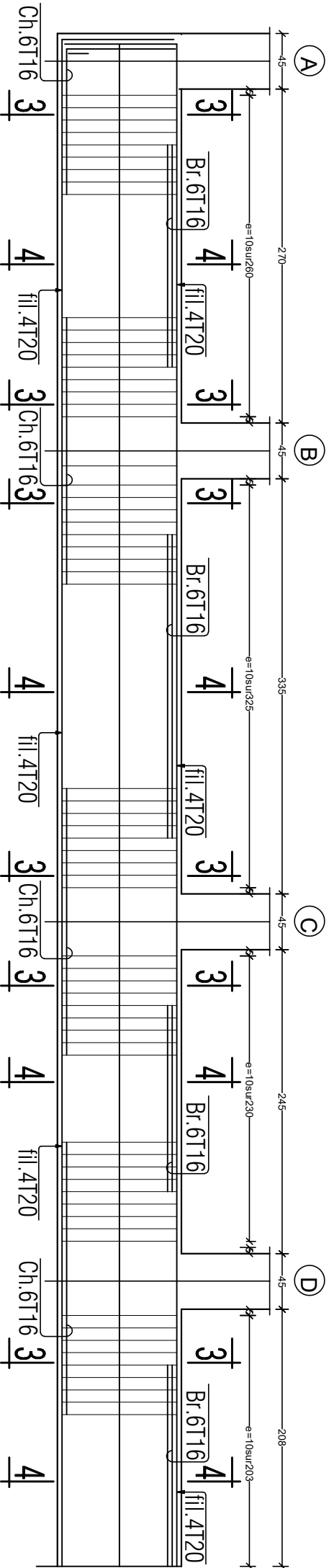
# NERVURE LONGITUDINALE( 55\*100).

NERVURE LONGITUDINALE ( 55\*100) Fils: \*A\*,\*D\*,\*E\*,\*H\*.

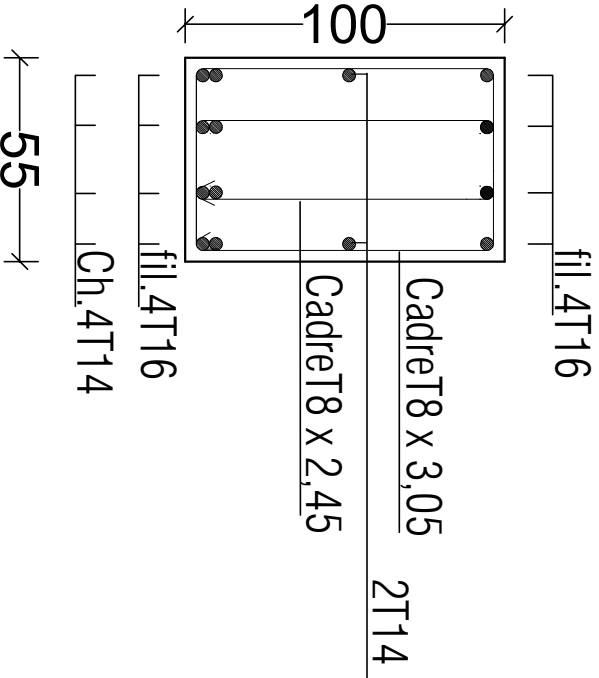


## NERVURE TRANSVERSALE ( 55\*100).

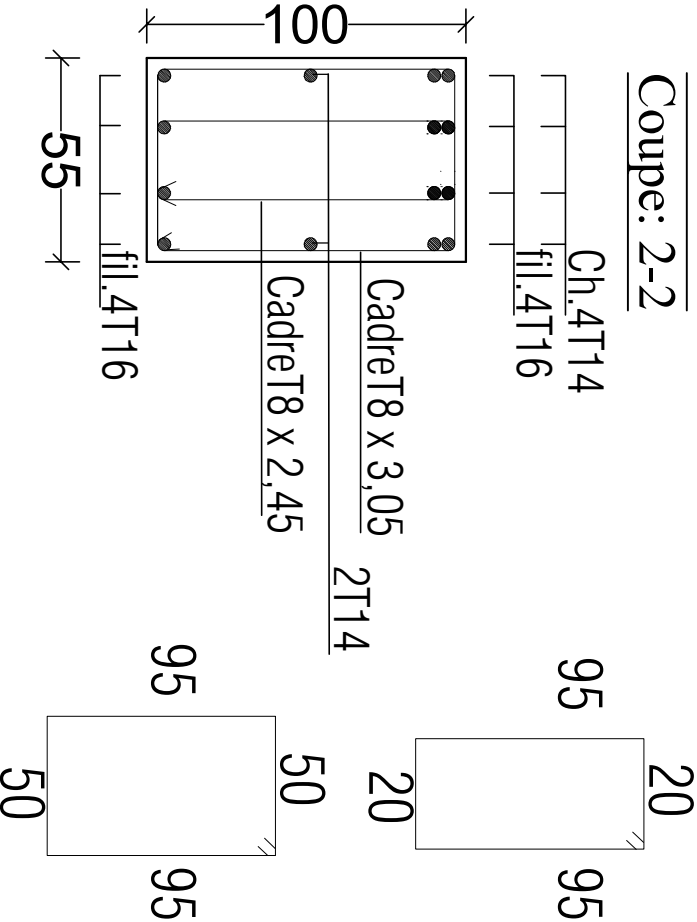
NERVURE TRANSVERSALE ( 55\*100) Fils: \*5\*.



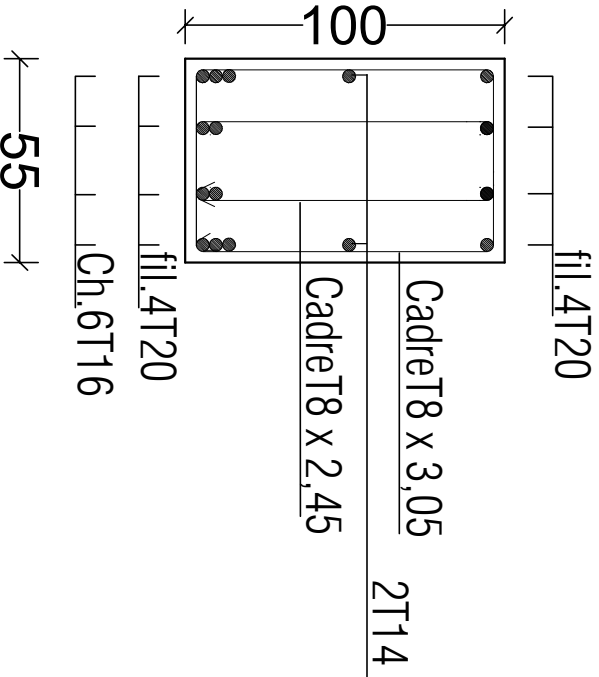
### Coupe: 1-1



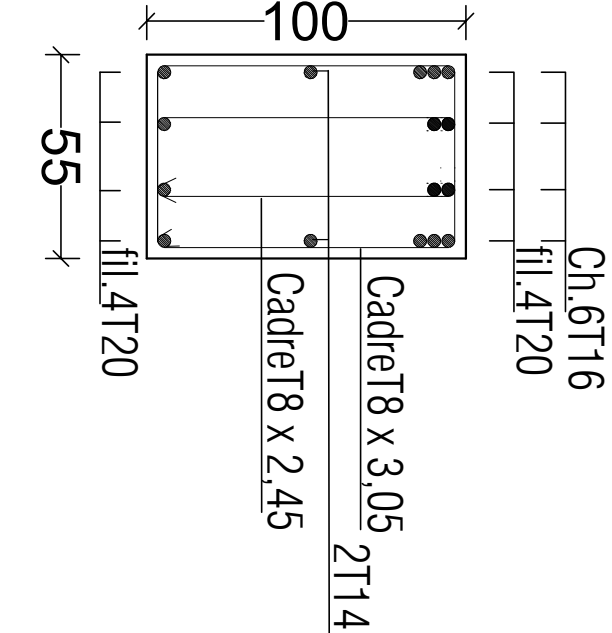
### Coupe: 2-2



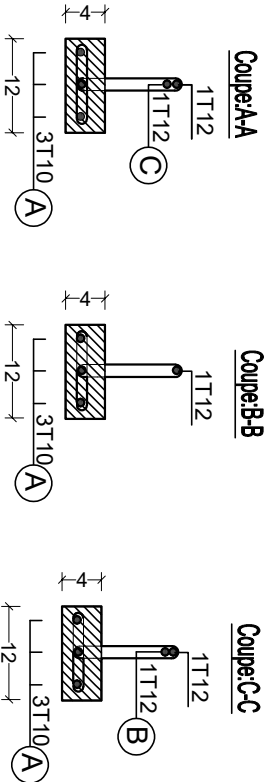
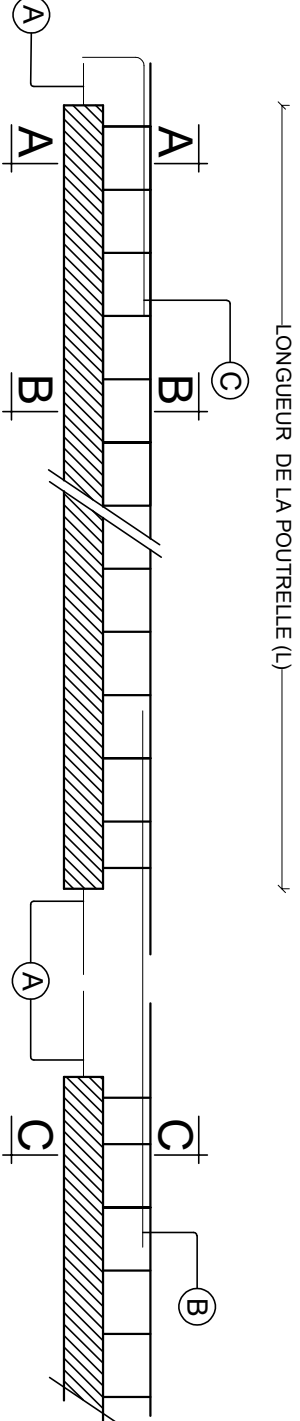
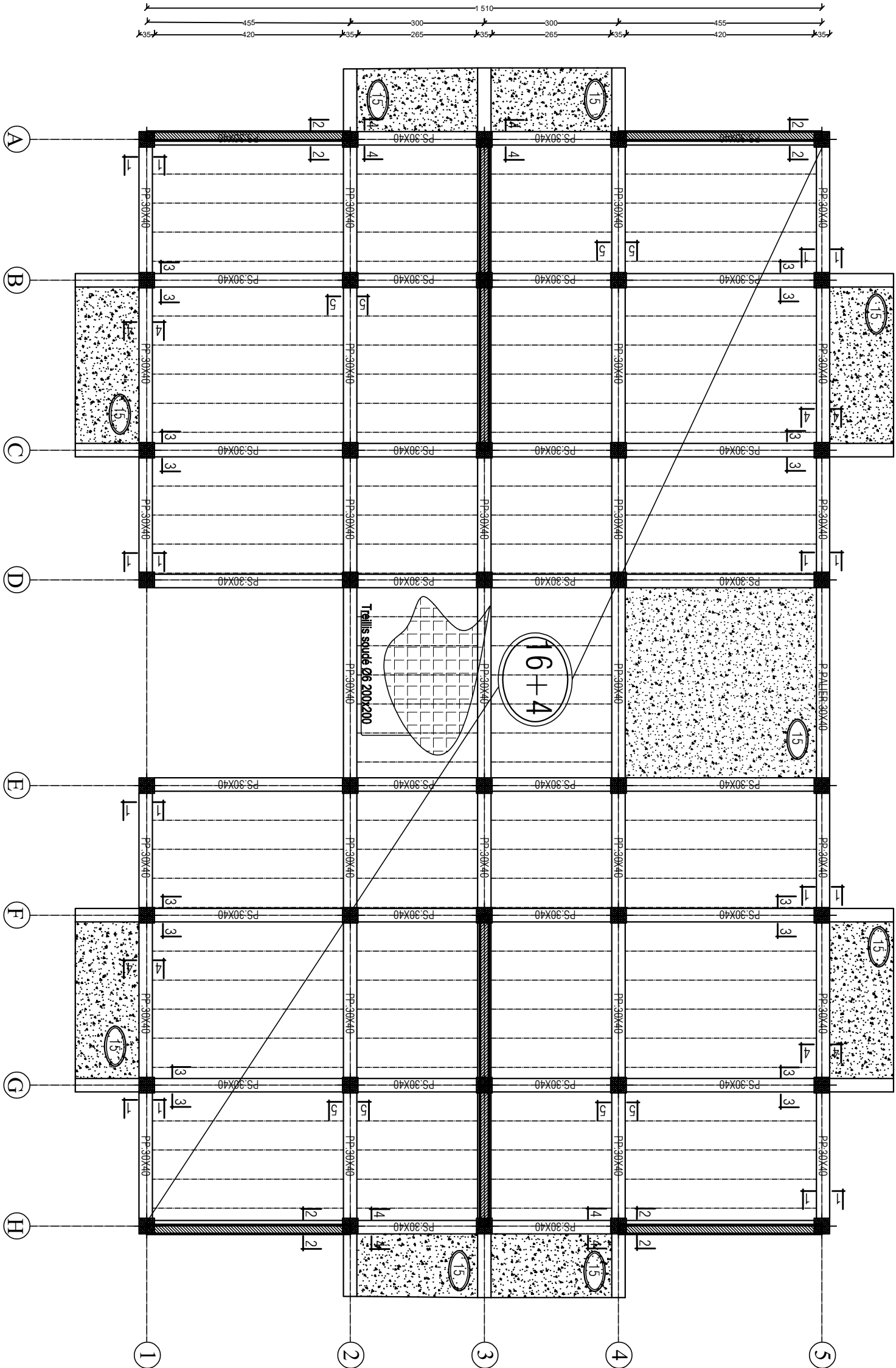
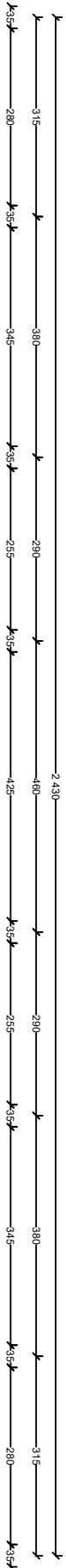
### Coupe: 3-3



### Coupe: 4-4

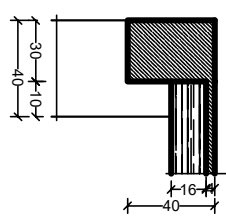


PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 25,5 m



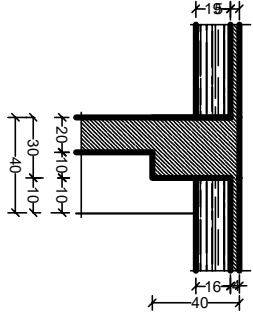
COUPE 1-1

ECH 1/20



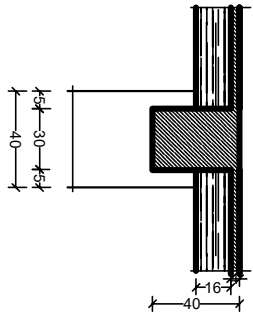
COUPE 2-2

ECH 1/20



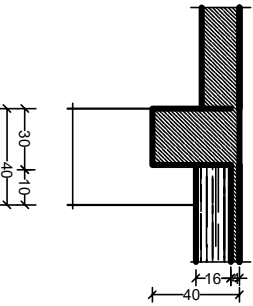
COUPE 3-3

ECH 1/20



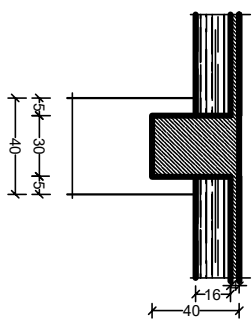
COUPE 4-4

ECH 1/20



COUPE 5-5

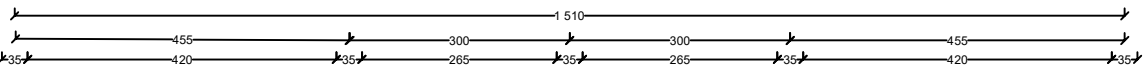
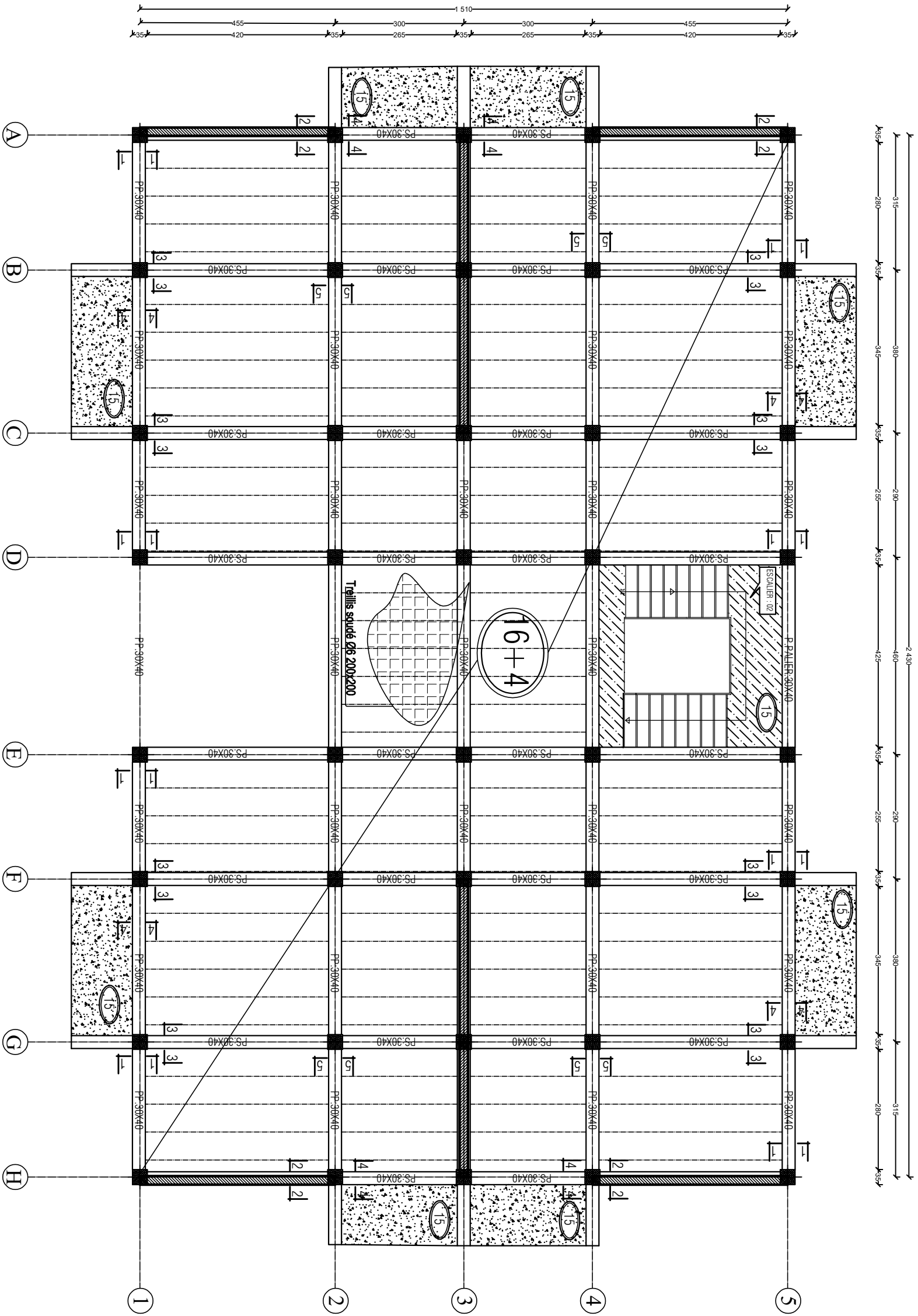
ECH 1/20



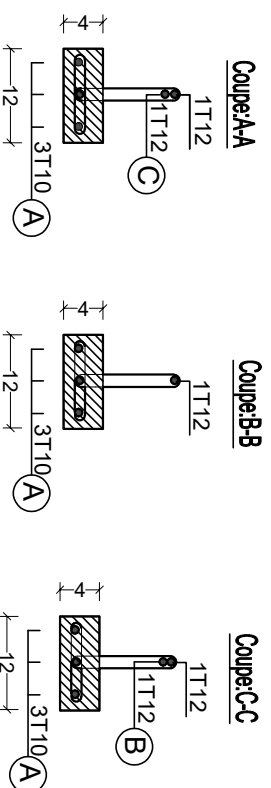
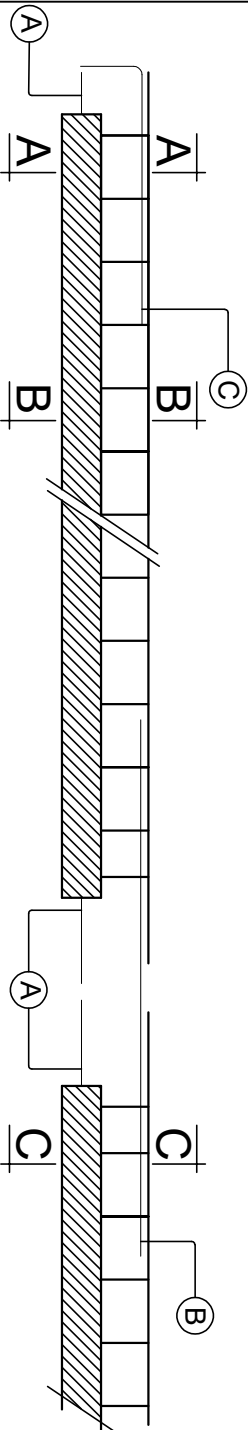
NOTA: Características dos materiais:  
a) La beton armé sera doté a 3501 kg/m3 de CPA 325  
b) Le béton de propreté sera doté a 1501 kg/m3 de CPA 325  
c) Acier Tor (Haute adhérence) a = 4000kg/cm2  
d) Acier doux (Haute adhérence) a = 4000kg/cm2  
e) Treillis soudé Ø6 a = 4000kg/cm2  
f) Longueur de recouvrement est de 50 Ø  
g) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage



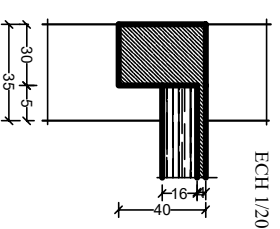
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 19,38 ;22,44 m



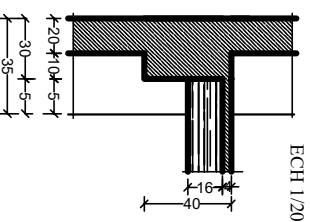
LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)



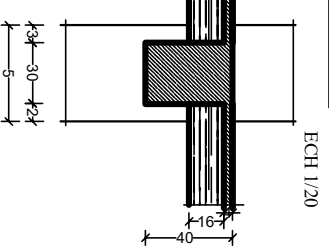
COUPE 1-1



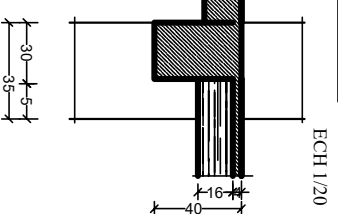
COUPE 2-2



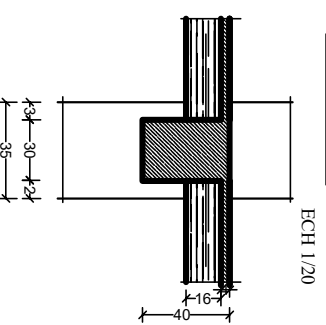
COUPE 3-3



COUPE 4-4



COUPE 5-5



NOTA: Caractéristiques des matériaux:  
a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325  
b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325  
c) Acier Tor (Haute adhérence)  $\sigma_s = 400$  kg/cm<sup>2</sup>  
d) Acier doux (Haute adhérence)  $\sigma_s = 235$  kg/cm<sup>2</sup>  
e) Ferme béton (B)  $\sigma_s = 500$  kg/cm<sup>2</sup>  
f) Ferme béton (B)  $\sigma_s = 500$  kg/cm<sup>2</sup>  
g) Ferme béton (B)  $\sigma_s = 500$  kg/cm<sup>2</sup>  
h) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage  
i) Les poteaux sont coulés en une seule fois pour chaque étage

# CONCLUSION

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de master et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

D'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS pour interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferraillage des différents éléments de construction ; AUTOCAD ... qui permet de réduire le temps et faciliter l'analyse et le dessin des structures.

Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques, sans oublier le côté économique.

Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.