

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'études

*En vue d'obtention du diplôme Master II en Génie Civil.*  
*Option : Constructions Civiles et Industrielles.*

## THEME

**Etude d'un bâtiment (R+7+entre sol) à usage  
d'habitation et commercial, contreventé par  
voiles porteurs**



**Etudié par:**

M<sup>elle</sup>. AZOUAOU THANINA  
M<sup>elle</sup> : BOUBAKOUR KATIA

**Dirigé par : M<sup>r</sup> : HAMIZI**

Année 2019/2020

# Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier Notre encadreur **Mr HAMIZI**, pour avoir accepté de diriger ce modeste travail et ses précieux conseils.

On tient aussi à remercier chaleureusement **M<sup>r</sup> BELABBAS, M<sup>r</sup> SLIMANI et M<sup>elle</sup> BOUBAKOUR** « ingénieurs en Génie civil » pour leurs disponibilité et leurs aide ; ils ont été là au moment où on avait le plus besoin.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

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

# Dédicace

Je dédie ce travail :

Aux deux piliers de ma vie, mes chers parents pour leurs amours, leurs tendresses, leurs soutiens et leurs prières tout au long de ma vie et de mes études.

A ma Grand-Mère

A mes chères sœurs : KATIA, THINHINANE, DJEDJIGA

A mon unique frère : Arezki

A mon beau-frère : HAKIM

A ma nièce adorée : AYLINE

A la mémoire de ma très chère tante

A tous mes amis (es)

A mon binôme, KATIA et sa respectueuse famille.

A toute la famille AZOUAOU

A toute la promotion 2020 CCI d'université Mouloud Mammeri

**THA.NINA**

# Dédicace

Je dédie ce travail :

Aux deux piliers de ma vie, mes chers parents pour leurs amours, leurs tendresses, leurs soutiens et leurs prières tout au long de ma vie et de mes études.

A mes chères sœurs : DJEDJIGA ; FERROUDJA

A mes chers frères : LOTFI ; HILLAL

A mon beau-frère : CHERIF

A ma voisine et amie : YAMINA

A tous mes amis (es)

A mon binôme, THANINA et sa respectueuse famille.

A toute la famille BOUBAKOUR

A toute la promotion 2020 CCI d'université Mouloud Mammeri.

**KATIA**

# Liste des figures

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage**

FIGURE. I.1: DIAGRAMME DES CONTRAINTES - DEFORMATION DU BETON A L'ELU

FIGURE I.2 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES- DEFORMATIONS DU BETON (ELS)

FIGURE I.3 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES- DEFORMATIONS

## **Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments et descente de charges.**

Figure. II-1 : Plancher en corps creux.

Figure II-2 : Coupe du voile en élévation

Figure II.3. : Coupe de voile en plan

Figure II-4:Surface revenante au poteau

Figure II-5 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

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

Figure II.7 : Coupe d'un plancher d'étage courant en dalle pleine.

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

Figure III-1 : Coupe verticale de l'acrotère

Figure III-2 : Diagrammes des efforts internes.

Figure III-3 : schéma de calcul de l'acrotère

Figure.III-4. Ferrailage de l'acrotère

Figure. III-5 : Dimensions de la poutre chaînage

Figure. III-6 : Schéma statique de calcul à L'ELU.

Figure. III-7 : Diagramme des efforts internes à L'ELU

Figure. III-8: Diagramme des efforts internes à L'ELS.

Figure III-9 : Ferrailage de la poutre de chaînage.

Figure III.10 : Coupe transversale d'un balcon.

Figure III.11 : Schéma statique de calcul de balcon a L'ELU

Figure III.12: Schéma statique de calcul

Figure III.13: Schéma statique de calcul de balcon a L'ELS.

Figure III.14: ferrailage du balcon.

Figure III.15: Schéma d'Ascenseur.

Figure III.16 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

Figure III-17 : Plan de ferrailage de la salle machine.

Figure III-18 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

Figure III-19 : Armatures de l'hourdis

Figure III-20 : schéma descriptif de la poutrelle

Figure III.21: Surfaces revenant aux poutrelles

Figure III-22: Schéma statique de la poutrelle.

Figure III-23: dimensionnement de la section rectangulaire

Figure III-24: Schéma statique de la poutrelle.

Figure III-25 : Diagramme des moments.

Figure III-26 : Diagramme des moments fléchissant dans la travée

Figure III-27 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

Figure III-28 : Schéma statique de la poutrelle

Figure III-29 : Diagramme des moments.

Figure III-30 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU (2<sup>ème</sup> type).

Figure III-31: Section triangulaire de la poutrelle

Figure III.32 : ferrailage du plancher

Figure III-33: Constituant d'un escalier.

Figure III.34 : Schéma du 1<sup>er</sup> type d'escalier.

Figure III.35 : Schéma du 2<sup>ème</sup> type d'escalier.

Figure III-36: Schéma statique de calcul du 1<sup>er</sup> type d'escalier à l'ELU

Figure III.37 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU. (1<sup>er</sup> type)

Figure III-38: Schéma statique de calcul du 2<sup>ème</sup> type d'escalier à l'ELU.

Figure III-39 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

Fig.III-40 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

Figure III-41: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

Figure III-42 : ferrailage des escaliers

Figure.III-43: Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

Figure.III-44: Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

FigureIII-45 : Ferrailage de la poutre palière :

#### **Chapitre IV : Etude du contreventement**

Figure IV.1 : Identification des paramètres.

Figure IV-2 : vue en plan et coupe des refends

Figure IV.3: Diagramme des moments des aires

Figure IV.4 : système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

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

Figure VI-2 : délimitation de la zone nodale

Figure VI-3 : Disposition des armatures tendus S.S.A

Figure VI-4 : Disposition des armatures SDA

Figure. VI-5 : DISPOSITION DES VOILES

Figure VI-6: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

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

Figure VII-1 : Dimensionnement d'une fondation

Figure VII-2 : Coupe vertical d'un radier.

Figure VII.3 : Diagramme des contraintes.

Figure VII.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Figure VII.5: Entre axe du panneau le plus sollicité.

Figure VII-6 : Schéma statique du débord

Figure VII-7: Répartition trapézoïdale.

Figure VII.8: Présentation du chargement simplifié.

Figure VII-9: Répartition triangulaire.

Figure VII.10 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des moments)

Figure VII.11 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x).

Figure VII.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x).

Figure VII.13 : Schéma statique de la nervure ELS.

Figure VII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens x-x).

Figure VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x).

Figure VII.16: Schéma statique de la nervure ELU (sens y-y).

Figure VII-17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens y-y)

Figure VII-18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens y-y).

Figure VII-19: Schéma statique de la nervure ELS (sens y-y)

Figure VII-20: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens y-y)

Figure VII-21: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens y-y).

### **Chapitre VIII : Etude du mur plaque**

Figure VIII-1: Schéma du mur plaque (Vue en élévation)

Figure VIII-2 : Diagramme des Contraintes à l'ELU

Figure VIII-3 : Diagramme des Contraintes a l'ELS.

# Liste des tableaux

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage**

Tableau. I.1: Caractéristiques des aciers

## **Chapitre II : Pré-Dimensionnement des éléments et descente de charges.**

Tableau II-1 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

Tableau II-2 : Caractéristiques des éléments du plancher de l'étage courant.

Tableau II-3 : Caractéristiques des éléments du plancher en dalle pleine.

Tableau II-4 : Charges revenant aux murs extérieurs

Tableau II-5 : Charges permanentes des murs intérieurs.

Tableau II-6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.

Tableau II-7: Les valeurs du coefficient  $(3+n / 2n)$

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charges.

Tableau II-9 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

Tableau II-11 vérification de flambement des poteaux

Tableau II-12 : Récapitulatif des résultats

## **Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux**

Tableau III.1 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.

Tableau III.2: Détermination du poids propre du la volée.

Tableau III.3 : Détermination du poids propre du palier.

Tableau III-4: Calcul des sollicitations.

Tableau III-5 : Tableau récapitulatif des efforts.

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des efforts.

Tableau III.7: Tableau récapitulatif des efforts

## **Chapitre IV : Etude du contreventement**

Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal.

Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal

Tableau IV.3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens longitudinal

Tableau IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

Tableau IV.5 : Rigidités relative des portiques dans le sens longitudinal.

Tableau IV.6: Rigidité relative des portiques dans le sens transversal.

Tableau IV.7 : Inertie des voiles dans le sens longitudinal.

Tableau IV.8 : Inertie des voiles dans le sens transversal.

Tableau IV.9 : Donnant les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

Tableau IV.10 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques transversaux.

Tableau IV-12 : Résumé des inerties fictives des portiques

Tableau IV.13 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens longitudinal.

Tableau IV.14 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens transversal.

## **Chapitre V : Vérifications aux exigences du RPA**

Tableau V.5.1 : Justification de la période

Tableau V.5.2: Justification des masses participantes.

Tableau V.5.3 : le pourcentage de rotation selon z-z

Tableau V.5.4 : le pourcentage des translations selon x et y

Tableau V.5.5: Récapitulatif des valeurs de A

Tableau V.5.6 : récapitulatif des efforts tranchants calculé à la base avec le logiciel

Tableau V5.7 : Vérifications sous sollicitations normales (Effort normal réduit)

Tableau V.5.8 : Déplacement relatifs sous l'action EX.

Tableau V.5.9: Déplacement relatifs sous l'action EY.

Tableau: V.5.10:Vérification de l'effet P-Delta.

TableauV.5.11 : Vérification de l'excentricité théorique

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

Tableau. VI-1 : Sections d'armatures minimales selon les exigences du RPA.

Tableau VI.2: Calcul du ferrailage pour les poteaux.

Tableau VI.3: Vérification des contraintes tangentielles.

Tableau VI-4: vérification de la condition de non fragilité.

Tableau VI-5 : vérification des contraintes du béton et de l'acier à l'ELS

Tableau VI-6: Ferrailage des poteaux.

Tableau VI-7 : Section des armatures longitudinales.

Tableau VI-8 : sollicitation de calcul.

Tableau VI-9: ferrailage des poutres principales.

Tableau VI-10: ferrailage des poutres secondaires.

Tableau VI-11: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Tableau VI-12: Vérifications armatures transversale à l'ELU.

Tableau VI-13: Moments à l'ELS.

Tableau VI-14: Vérifications des contraintes à l'ELS.

Tableau VI-3-1 : Tableau des efforts normaux.

Tableau VI-3-2 : Tableau des armatures verticales.

Tableau VI-3-3 : Ferrailage adopté.

Tableau VI-3-4 : ferrailage des voiles longitudinale (VL1, VL2)

Tableau VI-3-5 : ferrailage des voiles longitudinales (VL3)

Tableau VI-3-6 : ferrailage des voiles transversales (VT1/VT2)

Tableau VI-3-7 : ferrailage des voiles transversales (VT3/VT4/VT5/VT6)

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

Tableau VII-1 : Surface de la semelle filante sous les voiles longitudinaux.

Tableau VII-2 : Surface de la semelle filante sous les voiles transversaux. .

Tableau VII-3 : Détermination de la résultante des charges L'ELS.

Tableau VII.4 : vérification condition de résistance.

Tableau VII.5 : ferrailage de radier

Tableau VII.6 : Vérification de la condition de non fragilité.

Tableau VII.7 : vérification des contraintes dans le béton

Tableau VII.8 : Les efforts internes dans les nervures.

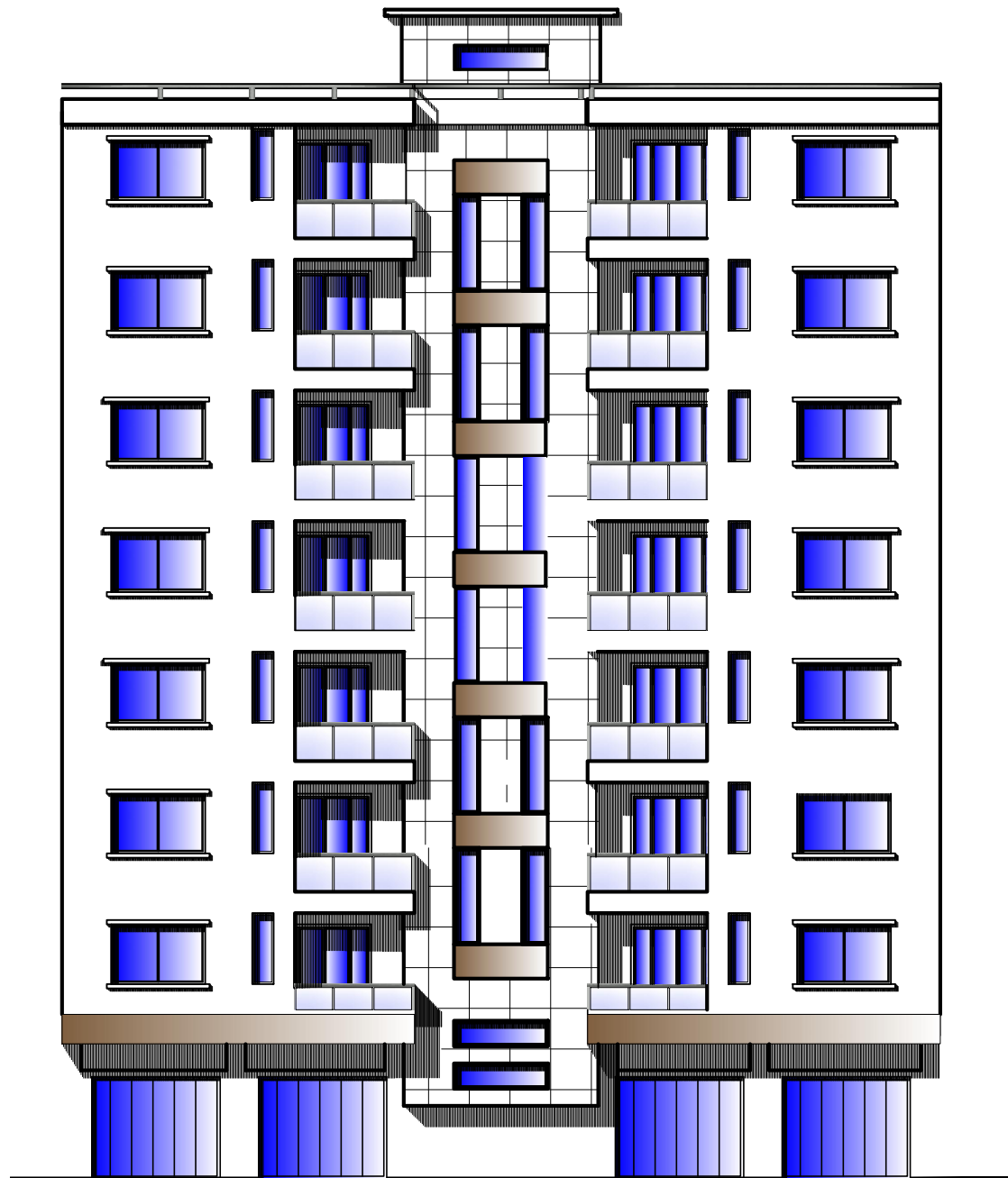
Tableau VII.9 : Tableau récapitulatif de ferrailage.

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.

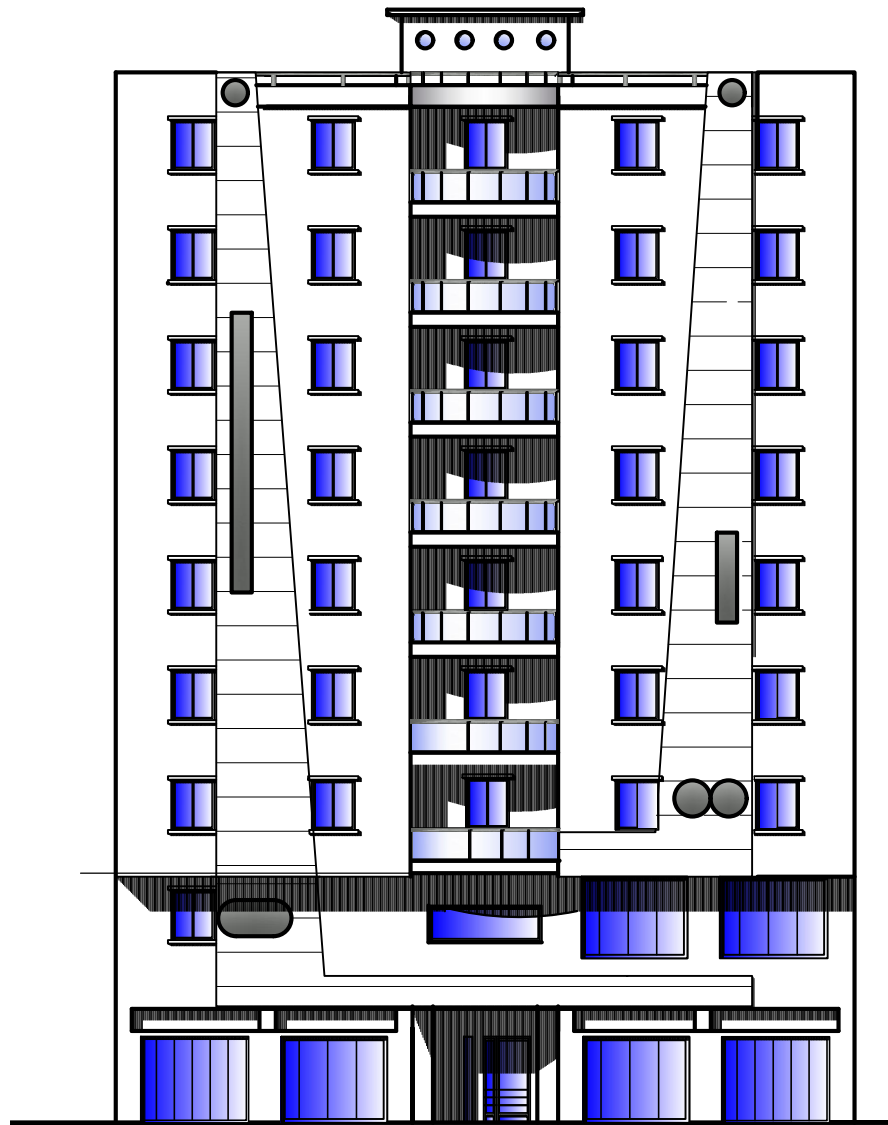
## **Chapitre VII : Etude du mur plaque**

Tableau VIII.1: Ferrailage du mur plaque

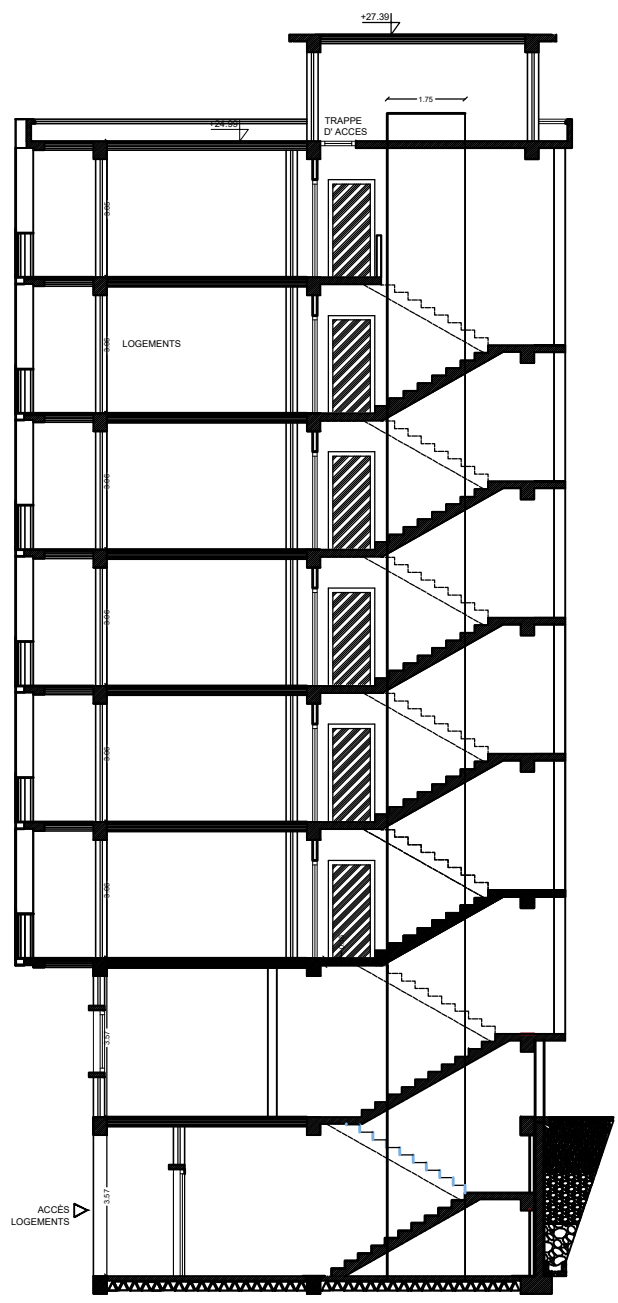
Tableau VIII.2: vérification des contraintes a ELS.

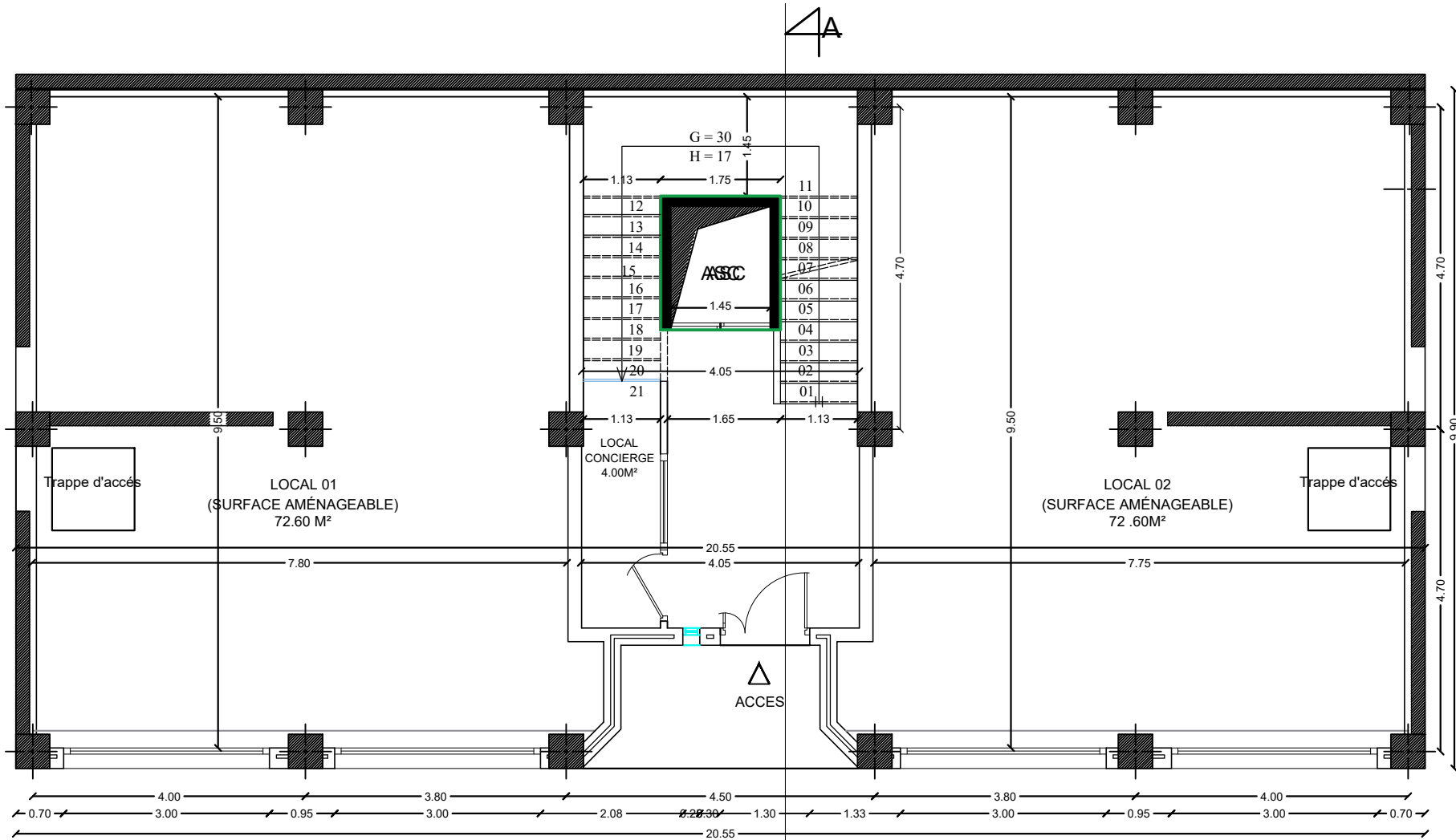


FAÇADE PRINCIPALE

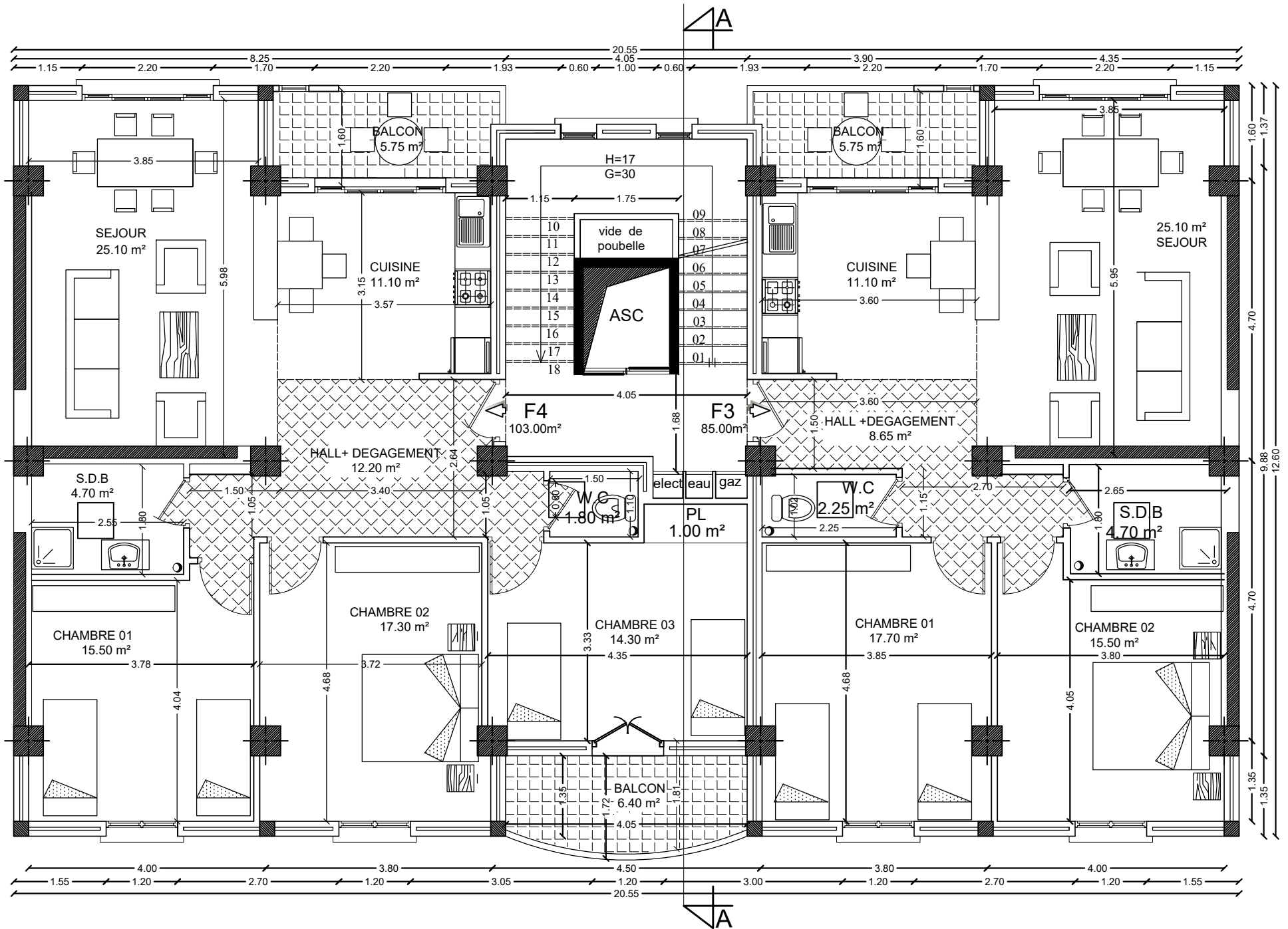


FAÇADE POSTERIEURE

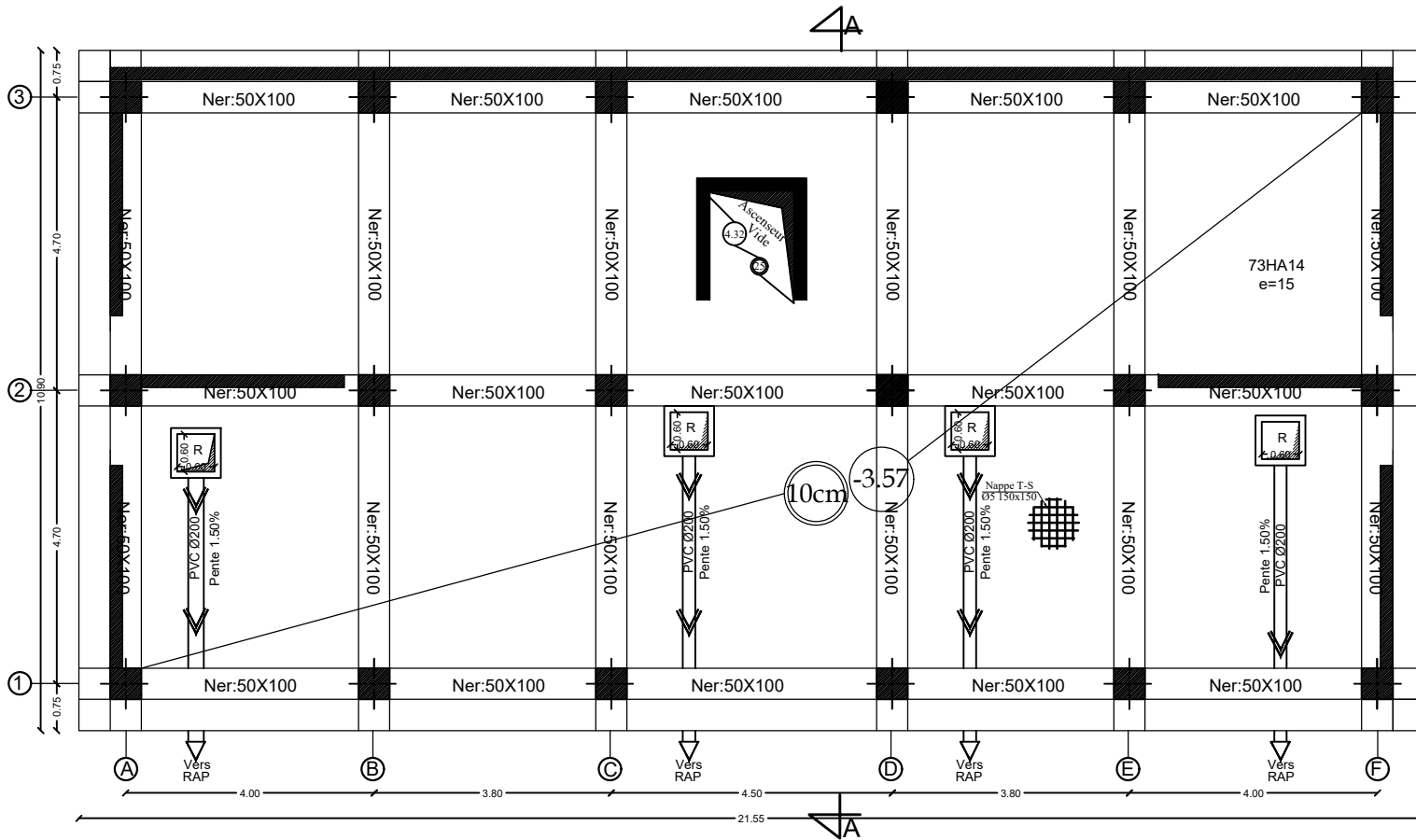




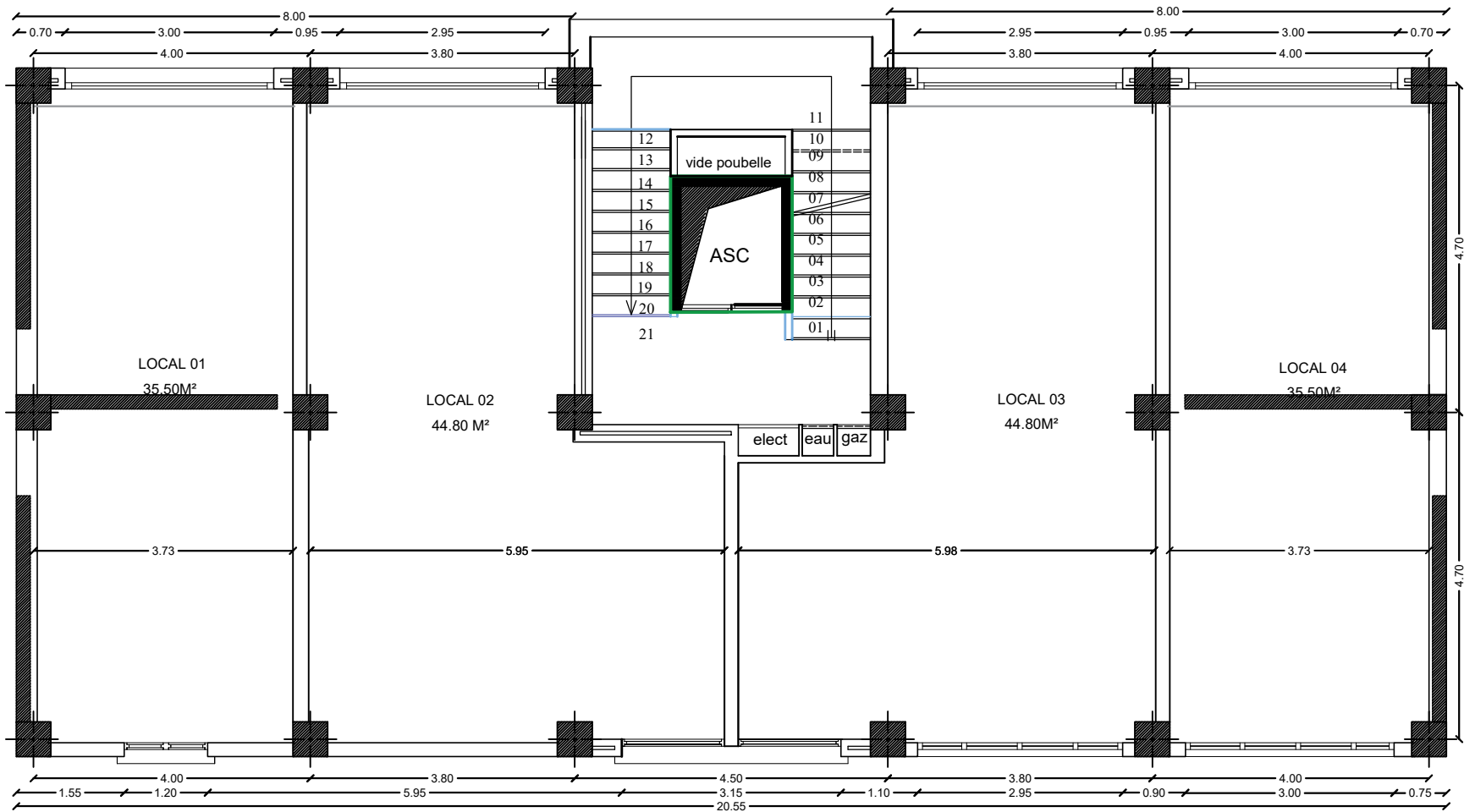
PLAN DES NIVEAUX : -3.57



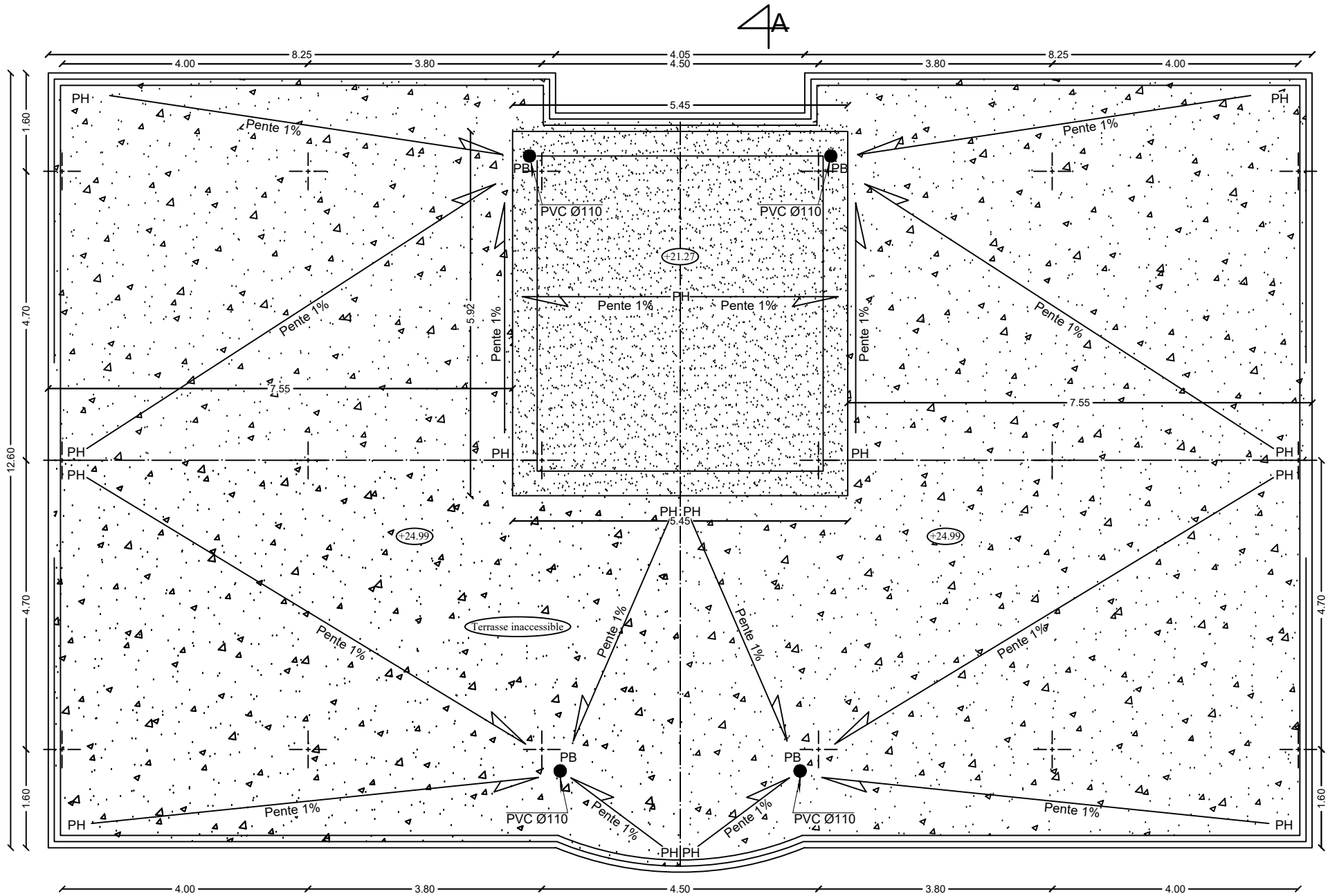
PLAN DES NIVEAUX : +3.57, +6.63, +9.69, +12.75, 15.81, 18.87 & +21.93



PLAN DE FONDATIONS



PLAN DU NIVEAU : ±0.00



PLAN DE LA TOITURE

# Sommaire

## **Introduction générale**

<b>Chapitre I</b> : Présentation de l'ouvrage .....	01
<b>Chapitre II</b> : Pré dimensionnement des éléments .....	11
<b>Chapitre III</b> : Calcul des éléments	
<b>III-1</b> L'acrotère .....	27
<b>III-2</b> poutre de chaînage .....	34
<b>III-3</b> Les balcons .....	43
<b>III-4</b> La salle machine .....	49
<b>III-5</b> Les planchers .....	57
<b>III-6</b> Les escaliers.....	78
<b>III-7</b> Poutre palière.....	93
<b>Chapitre IV</b> : Etude de contreventement .....	100
<b>Chapitre V</b> : Vérifications des exigences du RPA .....	114
<b>Chapitre VI</b> : Ferrailage de la structure	
<b>VI-1</b> Ferrailage des poteaux.....	125
<b>VI-2</b> Ferrailage des poutres .....	136
<b>VI-3</b> Ferrailage des voiles .....	145
<b>Chapitre VII</b> : Etude de l'infrastructure .....	158
<b>Chapitre VIII</b> : Etude de mur plaque .....	186

## **Conclusion générale**

## **Bibliographie**



# Introduction

Un ingénieur en génie civil s'occupe de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines. Il assure aussi la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécution généralement criardes. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant sur le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique. Pour ce faire, les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calcul rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans cette présente étude, nous nous sommes intéressés à l'étude et à la conception d'un bâtiment en (R+7+ Entresol). Pour le calcul de la structure nous avons utilisé le logiciel de calcul (ETABS) adopté essentiellement aux calculs des ossatures. L'utilisation d'un tel logiciel permet une rapidité d'exécution.

**I-1- Introduction :**

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :  
Ses différentes caractéristiques géométriques (La longueur, la largeur et la hauteur totale de bâtiment).  
Ses éléments constitutifs (Les éléments structuraux et non structuraux).  
Les caractéristiques mécaniques des matériaux. La réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol.

**I-2- Présentation de projet :**

Le projet présenté dans notre mémoire a pour but d'étudier la structure d'un bâtiment (E.S+RDC+7etage) à usage mixte : habitation et commerciale. Le bâtiment est implanté à Tizi-Ouzou. Le site est classé selon le règlement parasismique algérien (RPA 99version 2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

**I-3- Caractéristique géométrique de l'ouvrage :**

L'ouvrage est un bâtiment (E.S+RDC+7)

- Un Entre-sol usage commerciale.
- Un RDC usage commerciale.
- 7 étages courants habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur

**I-4-Dimension en élévation :**

- hauteur d'entre-sol : 3.57 m
- hauteur de RDC : 3.57 m
- hauteur des étages courants : 3.06m
- hauteur de l'acrotère : 0.60m
- longueur totale : 20.55m
- largeur totale : 12.60m

**I-5-Donnée du site :**

- zone moyenne sismicité
- groupe d'usage 2
- site meuble « S<sub>3</sub> »
- contrainte admissible du sol " $\sigma_{sol}=2bars$  "

## I -6- Eléments de l'ouvrage :

### ❖ Ossature :

Le contreventement du bâtiment est à ossature mixte composé de :

- Poteaux et poutres formant un système en portique dans les deux sens transversales est longitudinal destiné à reprendre les charges et les surcharges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.
- De voiles en béton armés disposés dans les deux sens : longitudinal et transversal, constituant ainsi un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage

### ❖ Les planchers :

Sont des plans horizontaux séparent deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation ils assurent deux fonction principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges
- **Fonction d'isolation** : Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre projet on distingue 2 types des planchers :

- **Plancher en corps creux** : ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- **Plancher en dalle pleine** : ils sont prévus là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux. Dans les balcons !

### ❖ Maçonnerie :

Elle est composée de matériaux (brique, pierres, ...etc.) liés par un liant (plâtre, ciment, etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs ; à simple et à double cloisons. Dans cette structure,

- **Les murs extérieurs et de séparation des appartements** sont constitués de doubles cloisons en brique creuse de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm.
- **Les murs intérieurs** : sont constitués de cloisons simples en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

### ❖ Les Revêtements :

- Horizontal :
  - Carrelage pour les planchers et escaliers.
- Vertical :
  - Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
  - Plâtre et enduits pour les cloisons et les plafonds.
  - Mortier de ciment pour les murs de façades

❖ **Les escaliers :**

Ce sont des éléments de la construction qui permettent de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Dans notre cas, on a qu'une cage d'escaliers qu'est destinée à Assurer l'accès aux différents étages d'habitation, tandis que l'autre est destinée à assurer le passage vers le sous-sol.

Les escaliers sont constitués de paillasses et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par niveau.

❖ **Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur réalisée en béton armé coulé surplace elle est réalisée pour faciliter le déplacement d'un niveau a un notre.

❖ **Les balcons :**

Le bâtiment comporte des balcons en dalle plain

❖ **L'acrotère :**

Il est réalisé en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse inaccessible.

❖ **Les Fondations :**

Les fondations ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol. Le choix du mode de fondation à adopter dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des surcharges d'exploitations, de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol.

❖ **Terrasse inaccessible :**

La terrasse est une aire plane servant à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations.

Dans notre cas elle est constituée d'un corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles, en plus des éléments d'étanchéité et d'isolation thermique.

❖ **Les voiles :**

Sont des murs en béton armé. Leurs rôles sont de soutenir les terres et de reprendre une partie des charges provenant de la superstructure.

❖ **Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux • Sécurité de la main d'œuvre

**Réglementation**

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles BAEL 91 [modifié en 99], conformément au règlement parasismique algérien RPA 99 [modifié en 2003] et le DTR (BC22) (charges et surcharges d'exploitation).

❖ **Porte à faux :**

Ils sont considérés comme une console encastree au niveau de la poutre de rive, ils sont en corps creux.

Le garde-corps pour le balcon est en brique creuse d'une hauteur de 1,20m.

## I-7-Caractéristique des matériaux utilisés :

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier

### A. Béton :

C'est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées,), du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Le mélange des matériaux constituant un béton est élaboré en respectant des proportions de chacun, qui sont bien définies dans la réglementation. Le béton est défini d'un point de vue mécanique par sa résistance mécanique qui varie avec :

- La granulométrie
- Le dosage en ciment
- La quantité d'eau
- Le diamètre maximal

#### A.1 Résistance caractéristique du béton :

❖ **Résistance à la compression :** Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 Jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées 16/32. Elle est notée  $f_{c28}$ .

Dans notre cas on prend  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (**Art A.2.1 .11 BAEL91 modifiées 99**).

$$F_{cj} = \frac{j F_{c28}}{4,76 + 0,83j} \quad \text{pour } F_{c28} \leq 40 \text{ Mpa.}$$

$$F_{cj} = \frac{j F_{c28}}{1,4 + 0,95j} \quad \text{pour } F_{c28} > 40 \text{ Mpa.}$$

❖ **Résistance à la traction :** La résistance à la traction du béton à l'âge (j) jours

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj} . \text{ (Mpa)}$$

Notre béton est caractérisé par :  $F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$ .

## A.2 Contraintes limites :

### a. Etats limites :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. 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 de stabilité de forme (non-flambement).

#### a) Etat limite ultime (ELU)

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (**Art. A.4.3.41, BAEL 91**):

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ en MPA}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,15$  si la situation est accidentelle.

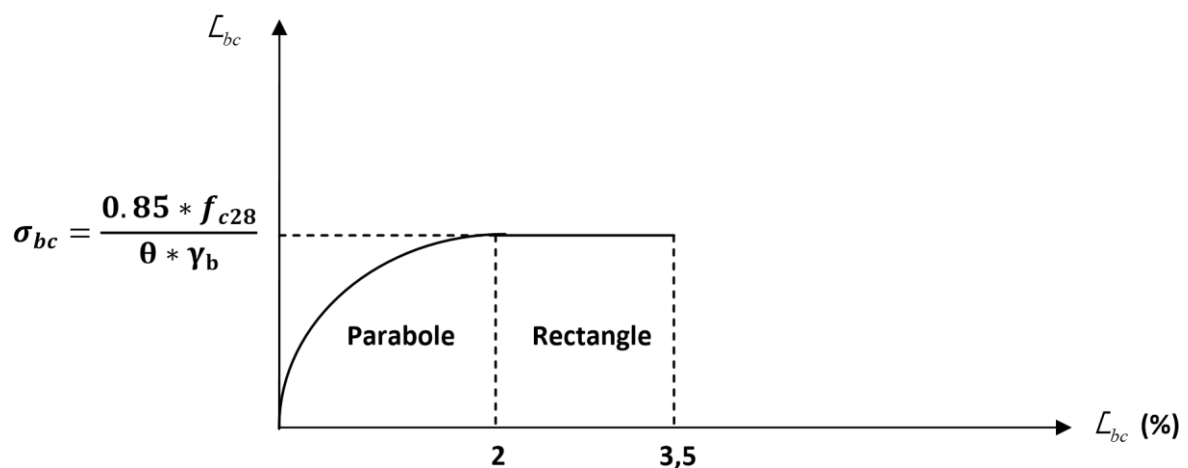
$\gamma_b = 1,5$  si la situation est courante.

$\theta$  : Coefficient d'application

$\theta = 1$ , lorsque  $j > 24$  heures ;

$\theta = 0,9$ , lorsque  $1 < j < 24$  heures ;

$\theta = 0,85$ , lorsque  $j < 1$  heure



**Fig. I.1:** Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU

Avec :  $\sigma_{bc}$ : Contrainte de calcul du béton en compression ;  
 $\varepsilon_{bc}$ : Déformation du béton en compression ; Pour :  
 $\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$ , on applique la loi de Hooke.

### b) État limite de service (ELS)

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

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

La contrainte de compression du béton est limitée par (Art. A.4.5.2, BAEL 91) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{cj} \quad \text{D'où} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante :

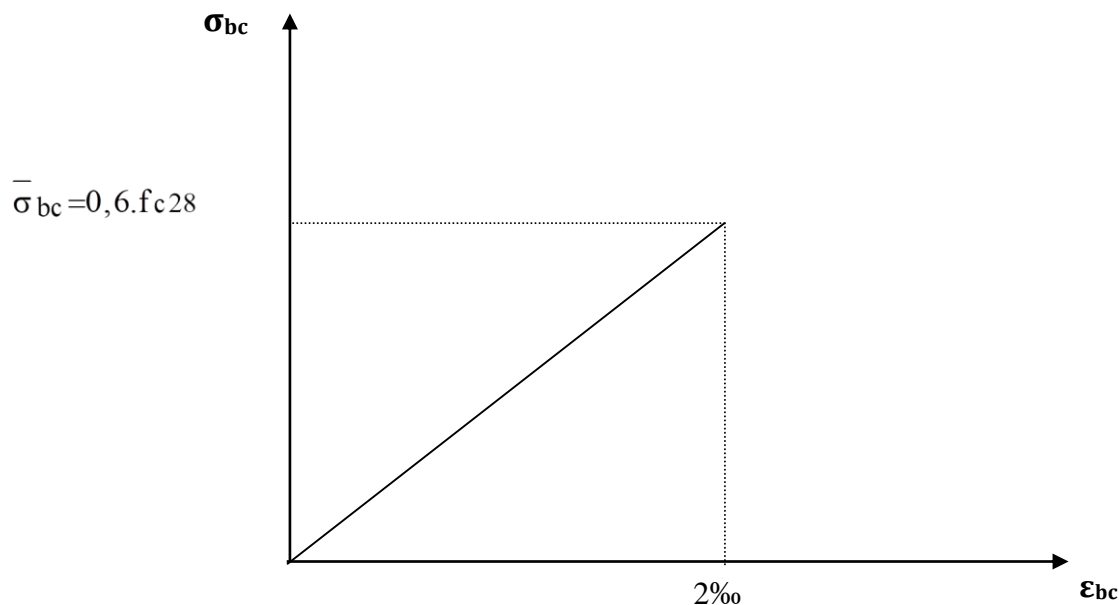


Figure I.2 : Diagramme des contraintes- déformations du béton (ELS)

**Contrainte limite ultime de cisaillement :** ( Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99) La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$/{}^u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

**Avec :**

$V_u$ : Effort tranchant à L'ELU dans la section ;  
 $b_0$ : Largeur de l'âme ;  $d = 0.9h$  : Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left[ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right] \quad \text{pour la fissuration préjudiciable}$$

❖ **Module de déformation longitudinale :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport entre la contrainte normale et de la déformation engendrée, selon la durée de l'application de la contrainte. On distingue deux types de module :

❖ **Module de déformation longitudinale instantanée : (art A-2.1.21 BAEL 91)**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égale à  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ .

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPA}$$

❖ **Module de déformation différée : (Art A.2.1 .22 BAEL 91 modifiées 99)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

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

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

❖ **Module d'élasticité transversale :**

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

$E$  : Module de Young (module d'élasticité).

$\nu$  : Coefficient de poisson.

**d. Coefficient de poisson (art A-213 BAEL 91 modifié99):**

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales.

$$\left( \nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right), \text{ Il sera pris égal à :}$$

$\nu = 0.2$  à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$  à l'état limite ultime (ELU).

## B. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

### B.1 Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $\psi$
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520( $\Phi < 6$ )	T S	520	1,3	1

**Tableau. I.1:** Caractéristiques des aciers

### B.2 Module d'élasticité : (art A 2.2.1 BAEL91)

Le module élasticité longitudinal ( $E_s$ ) de l'acier est pris égal à :  $E_s = 200000$  MPa.

### B.3 Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson  $\nu$  pour les aciers est pris égal à 0,3.

### B.4 Les contraintes dans les aciers :

#### B.4.1 a ELU :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par : (art A 4.3.2 BAEL91)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel.} \end{array} \right.$$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
Fe = 400 MPa	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
Fe = 520 MPa	$\sigma_{st} = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 500 \text{ MPa}$

**B.3.2 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 :

**a) Fissuration peu nuisible : (BAEL91 / Art 4-5-32)**

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

**b) Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)**

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration égal à :

$$\eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{pour les HA si } \Phi \geq 6\text{mm}$$

$$\eta = 1,3 \dots \dots \dots \text{pour les HA si } \Phi < 6\text{mm}$$

**c) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.3.4) :**

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

### B.3/ Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2.2/BAEL 91)

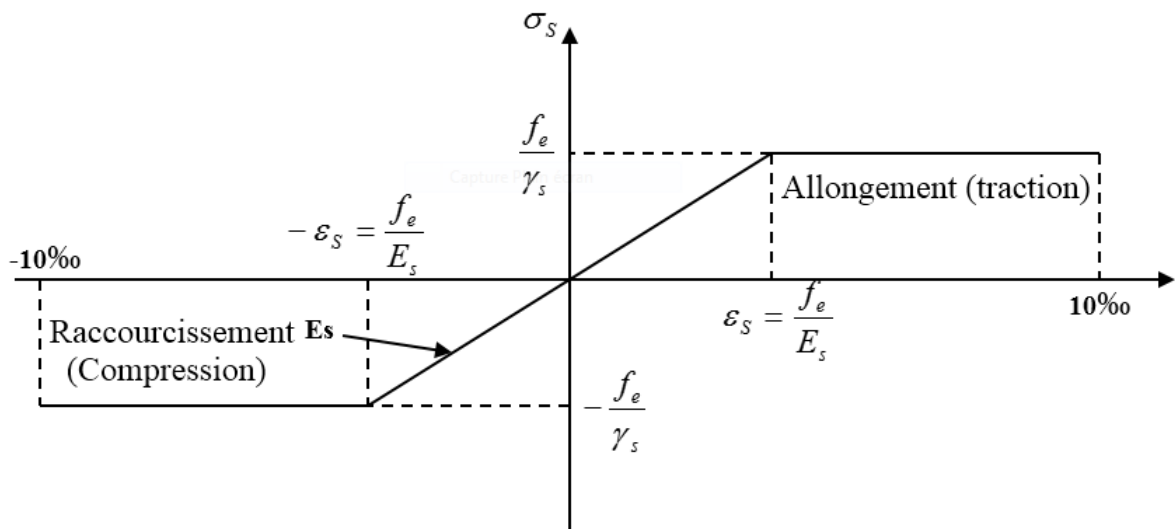


Figure I.3 : Diagramme des contraintes- déformations

### C. Protection des armatures :

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

On adapte les valeurs suivantes : (Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99).

- $c \geq 5 \text{ cm}$  : Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique) .
- $c \geq 3 \text{ cm}$  : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- $c \geq 1 \text{ cm}$  : Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

### Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constructifs de notre Structure, leurs caractéristiques et leurs fonctionnements dont on va effectuer les calculs et les vérifications dans les chapitres qui suivent.

## II-1-INTRODUCTION :

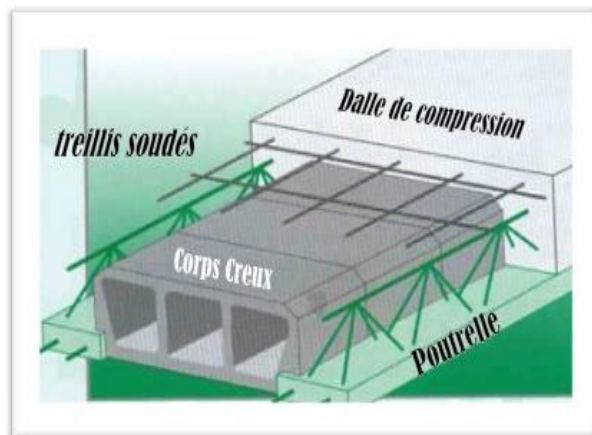
Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré-dimensionnement des éléments de notre structure afin d'assurer sa bonne résistance ; cela en respectant les recommandations en vigueur (RPA99, BAEL91, et le CBA93).

## II-2-Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis +une dalle de compression), qui reposent sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée.

### II-2-1-Plancher en corps creux :

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelles, treillis soudé et dalles de compression.



**Figure. II-1** : Plancher en corps creux.

- **Pré dimensionnement du plancher :**

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante (Article B.6.8, 4 24/BAEL 91) :

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

Avec :

$h_t$ : hauteur totale du plancher.

$L_{\max}$  : la plus grande portée entre nus d'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.

Dans notre cas :  $L = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$ .

Nous aurons donc :

$$ht \geq \frac{425}{22.5} = 18.89$$

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

**II-2-2- Dalles pleines :**

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portés et les conditions suivantes :

- ✓ La résistance à la flexion.
- ✓ L'isolation acoustique.
- ✓ La résistance au feu.

**1) Condition de résistance à la flexion :**

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

- ✓  $L_0$  : portée libre ;  $e$  : épaisseur de la dalle.
- ✓  $L_0 = 1.72 \text{ m}$
- ✓  $e \geq 1.7 / 10 = 0.172 \text{ m} = 17.2 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{en prend } e = 20 \text{ cm}.$

**2) Résistance au feu :**

Cette condition permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle, afin d'assurer une

Protection vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour 2 heures de coupe-feu.
- $e = 17 \text{ cm}$  pour 4 heures de coupe-feu.

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civil, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins de deux heures On opte pour un plancher qui devrait largement résister à cet article,  **$e = 15 \text{ cm}$** .

**3) Condition d'isolation phonique:**

Selon les règles du **CBA93 et le BAEL91 modifié99**, la loi de masse exige que pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens), la masse du plancher doit être supérieure à  $350 \text{ kg/m}^2$ .

$$M_p = \rho_{\text{beton}} \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2 \quad \Rightarrow \quad e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{beton}}} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

D'après les trois conditions précédentes, on opte pour une dalle pleine d'épaisseur  **$e = 20 \text{ cm}$**

**II-3- Poutres :**

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges et surcharge aux poteaux.

Selon les **BAEL91** et le **RPA99 version 2003** les dimensions de la poutre  $h$  et  $b$  sont déterminées comme suit :

- **Hauteur « ht » :**  $\frac{l_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{l_{max}}{10}$
- **Largeur « b » :**  $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$

Avec : **Lmax** : distance maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm.} \\ h / b \leq 4 \end{array} \right.$$

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

————→ Poutres principales qui sont parallèles à la plus grande portée. Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

————→ Poutres secondaires qui sont disposées parallèlement aux poutrelles. Leur rôle principal est de transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs.


**a) Poutres principales :**  $L_{max}=470-25=445\text{cm}$

**La Hauteur :**  $\frac{445}{15} \leq ht \leq \frac{445}{10}$

$$29.67 \leq ht \leq 44.5 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{ht=40cm.}$$

**La Largeur :**  $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$

$$16 \leq b \leq 28 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{b=30cm.}$$

 **RPA 2003 : (Art 7-5)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \\ h \geq 30 \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \longrightarrow 40/30=1.33 \leq 4 \quad \dots\dots\dots \mathbf{Condition\ vérifié.}$$

b) Poutres secondaires :  $L_{max}=450-25=425\text{cm}$ .

La Hauteur :  $\frac{425}{15} \leq ht \leq \frac{425}{10}$

$28.33 \leq ht \leq 42.5 \implies ht=35\text{cm}$ .

La Largeur :  $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$

$17 \leq b \leq 28 \implies b=30\text{cm}$ .

**RPA 2003 : (Art 7-5)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \\ h \geq 30 \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \implies 35/30=1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

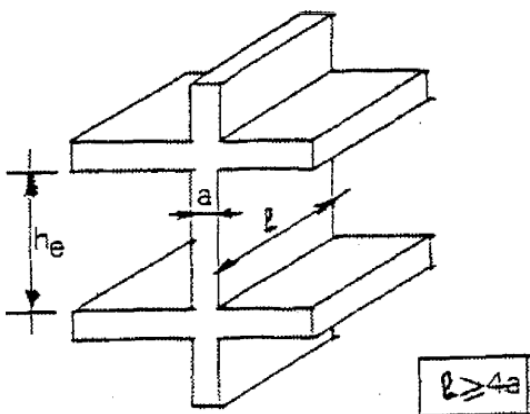
**Conclusion :**

Les poutres principale :(30x40) cm.  
 Les poutres secondaires : (30x35) cm.

**II-4- Les voile :**

Les voiles sont des éléments de contreventement rigides en béton armé. Ils sont principalement destinés à assurer la stabilité des structures sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme d'une part, et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales. D'après l'article 7.7.1 du RPA 99 / modifié 2003 [13], un élément est considéré comme voile si sa longueur est au moins quatre fois supérieur à sa largeur ( $L \geq 4a$ ).

Avec : a : épaisseur des voiles.  
 L : longueur min des voiles.



- L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.  $a \geq \max \left( \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} = \frac{h_e}{20} \right)$

Figure II-2- : Coupe du voile en élévation

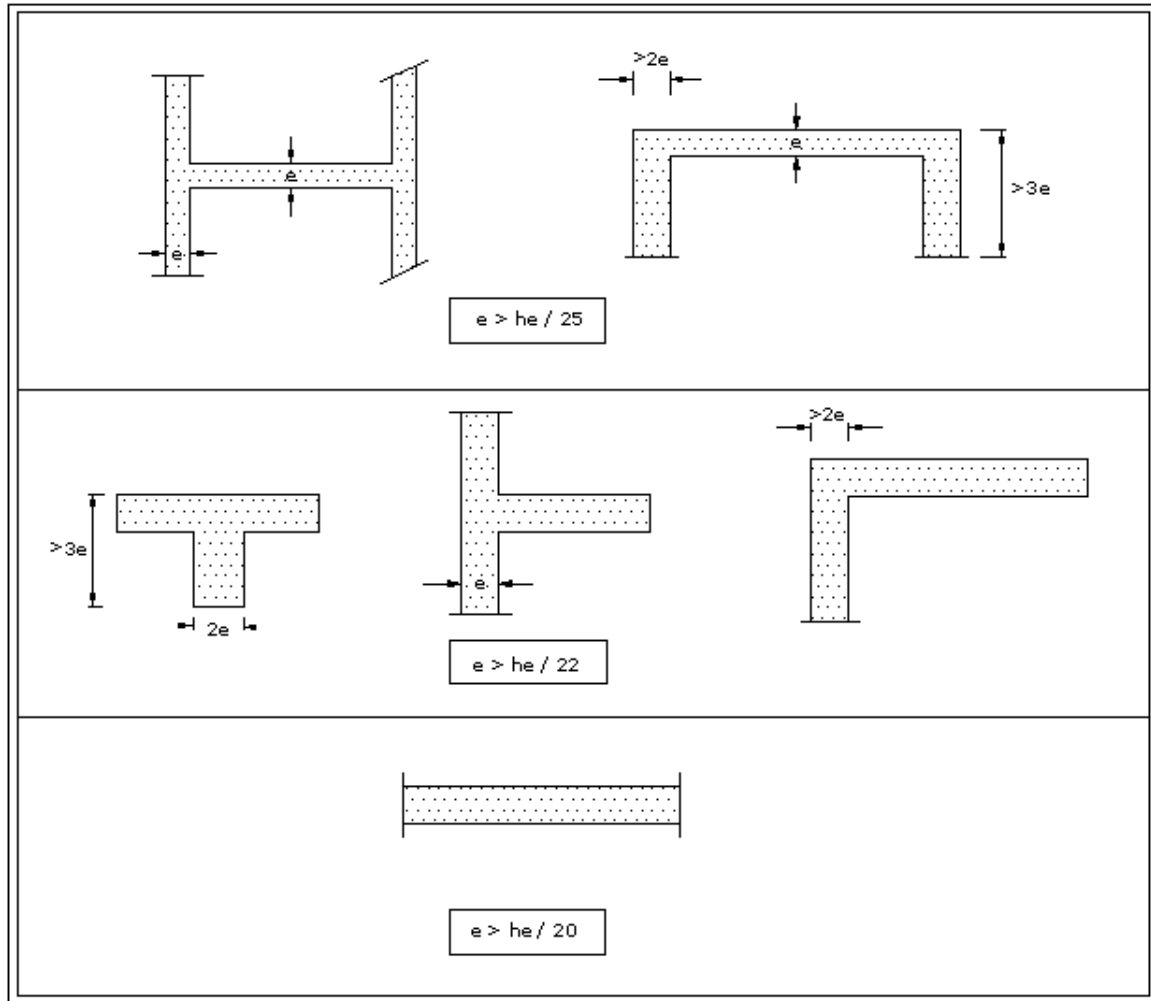


Figure II.3. « Coupe de voile en plan »

- o Au niveau du rez-de-chaussée et du sous-sol :

$$h_e = 357 - 20 = 337 \text{ cm}$$

$$a \geq 337 / 20 = 16.85 \text{ cm} \quad \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 4 a = 80 \text{ cm.}$$

- o Au niveau de l'étage courant :

$$h_e = 306 - 20 = 286$$

$$a \geq 286 / 20 = 14.3 \quad \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 4 a = 80 \text{ cm.}$$

**Remarque :** Nous passons d'une épaisseur de 15cm à 20cm pour les voiles, dans le but de ne pas avoir d'armatures discontinues et afin de pallier aux problèmes de coffrage

**II-5 les poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l’ELS en compression simple, avec un effort normal de compression  $N_s = G+Q$ .

L’effort  $N_s$  sera déterminé une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré avec la descente de charges, en tenant compte de la proposition des plans et des limites imposées par le (RPA99 modifier2003).

-les plans d’architecture nous ont proposé une section de **(40x45) cm<sup>2</sup>**.

-le RPA nous impose qu’en zone IIa, les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min} (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min} (b_1, h_1) \geq h_c / 20 \\ 1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4 \end{array} \right.$$

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d’influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante :

D’après :

$$S \geq \frac{N_s}{0.3 f_c 28}$$

Avec:  $N_s = G+Q$

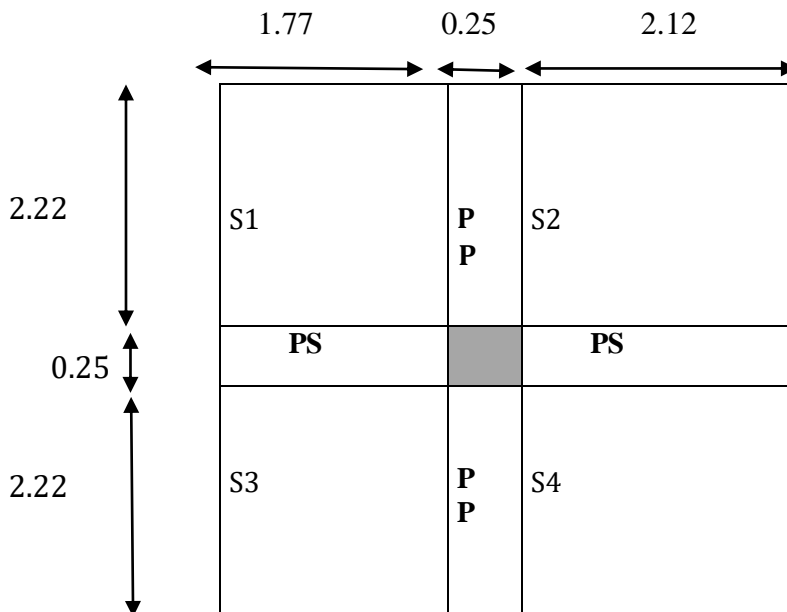
$N_s$  : effort normal revenant au poteau considéré ;

$G$  : charges permanentes ;

$Q$  : surcharges d’exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

**Remarque :** En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (**RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1**) qui est de (25x25) cm<sup>2</sup>

✓ **Surface d’influence :**



**Figure II-4:**Surface revenante au poteau

$$S1 = 2.22 \times 1.77 = 3.929 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.22 \times 2.12 = 4.706 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.22 \times 1.77 = 3.929 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2.22 \times 2.12 = 4.706 \text{ m}^2$$

$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = 17.27 \text{ m}^2.$$

**II-6-Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2) :**

Pour pré-dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

**1) Charges permanentes (G) :**

- Plancher en corps creux de la terrasse « inaccessible » :

On a, la charge  $G = \rho e$        $\rho$  : Poids volumique.  
 $e$  : l'épaisseur de l'élément.

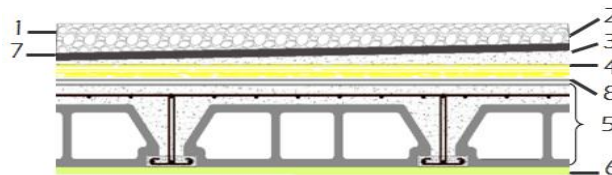


Figure II-5 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1. Protection en gravillon	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3. Forme de pente 1%	0.07	22	1.54
4. Isolation thermique	0.04	04	0.16
5. Dalle en corps creux	0.20	14	2.80
6. Enduit plâtre	0.02	10	0.2
7. Feuille polyane	-	-	0.01
$\sum G_i = G_{\text{terrasse}} =$			<b>5.68 kN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II-1 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

• Plancher en corps creux de l'étage courant :

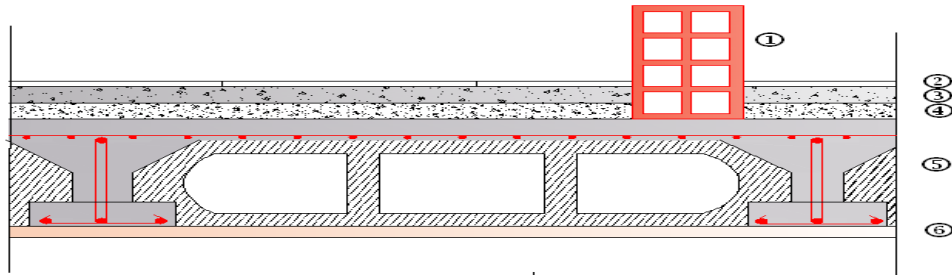


Figure II-6- : Coupe verticale du plancher courant.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.40
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Couche de sable	0,03	18	0.54
4	Plancher en corps creux)	0.20	14	2.8
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison de séparation avec 25% d'ouverture	0.10	09	0.90
<b>G<sub>tot</sub> = 5.24 (kN/ m<sup>2</sup>)</b>				

Tableau II-2 : Caractéristiques des éléments du plancher de l'étage courant.

• Planche en dalle pleine :

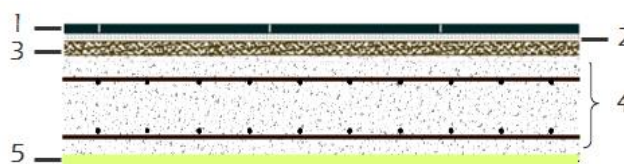


Figure II.7 : Coupe d'un plancher d'étage courant en dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Lit de sable	0.03	18	0.54
4. Dalle pleine	0.20	25	5
5. Enduit de ciment	0.02	20	0.40
$\sum G_i = G_{\text{étage}} =$			<b>6.74</b>

Tableau II-3 : Caractéristiques des éléments du plancher en dalle pleine.

- Maçonnerie :

- ❖ Mur extérieure :

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Enduit au mortier de ciment	0.02	20	0.40
2	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.1	9	0,90
3	Lame d'air	0.05	-	-
5	Enduit de plâtre sur la face intérieur	0.02	10	0,20
6	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.1	9	0,90
<b><math>G_{me} = 2.40</math> (kN / m<sup>2</sup>)</b>				

Tableau II-4 : Charges revenant aux murs extérieurs

❖ Mur intérieur :

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$	
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
2	Brique creuse	0.10	9	0.9	
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
			$G_{tot} = 1.3 \text{ kN/m}^2$		

Tableau II-5 : Charges permanentes des murs intérieurs.

• **Acrotère:**

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans le schéma ci-dessous, vont nous permis de déterminer la charge permanente correspondante :

Poids propre de l'acrotère :  $G = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr}}$

$\rho$  : Masse volumique du béton

$S$  : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times \left[ (0.60 \times 0.1) + (0.05 \times 0.05) + \left( \frac{0.05 \times 0.05}{2} \right) \right] = 25 \times 0.0685$$

$$G = 1.594 \text{ kN/ml}$$

-Surcharge d'exploitation horizontale :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$ .

2)- **Surcharges d'exploitation « Q »** : Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C. 2.2** dans le tableau suivant :

Elément :	Surcharge (Q) [KN/m²] :
- Acrotère	1.00
- Plancher terrasse inaccessible	1.00
- Plancher étage courant à usage d'habitation	1.50
- Plancher à usage commercial	3.5
- Balcon	3.50
- Escalier	2.50

Tableau II-6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.

➤ **Les charges d'exploitation :**

- Plancher du Sous-sol et du RDC: →  $Q_{SS} = Q_{RDC} = 3.5 \times 17.27 = 60.445 \text{ kN}$
- plancher étage courant : →  $Q = Q_1 = \dots\dots Q_7 = 1.50 \times 17.27 = 25.905 \text{ kN}$ .
- Plancher terrasse : →  $Q_0 = 1.00 \times 17.27 = 17.27 \text{ N}$

➤ **Poids propre des éléments :**

✓ **Poids du plancher:  $P = G \times S$**

- Plancher terrasse :  
 $P = 5.68 \times 17.27 = 98.093 \text{ kN}$
- Plancher étage courant :  
 $P = 5.24 \times 17.27 = 90.667 \text{ kN}$

✓ **Poids des poutres :  $P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$**

Avec :

L : longueur de la poutre

$\rho$  : poids volumique du béton ( $25 \text{ kn} / \text{m}^3$ )

-Poutres principales (30x40) :

$$P_{PP} = (0.3 \times 0.4 \times 25) \times (4.70 - 0.25) = 13.35 \text{ KN}$$

-Poutres secondaires (30x35) :

$$P_{PS} = (0.3 \times 0.35 \times 25) \times (4.5 - 0.25) = 11.15 \text{ KN}$$

**D'où le poids total :  $P_{\text{tot}} = 24.5 \text{ KN}$**

✓ **Poids des poteaux :  $P_{\text{pot}} = (S \times \rho \times h_e)$**

Avec :

S : section des poteaux en zone IIa  $\geq 25 \text{ cm}$  (RPA99/VERSION 2003)

$\rho$  : poids volumique du béton ( $25 \text{ kn} / \text{m}^3$ )

- Poteau du Sous-sol :

$$G_{PSS} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.57 = 5.578 \text{ KN}$$

- poteau de RDC :

$$G_{PRDC} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.57 = 5.578 \text{ KN}$$

- Poteau de l'étage courant :

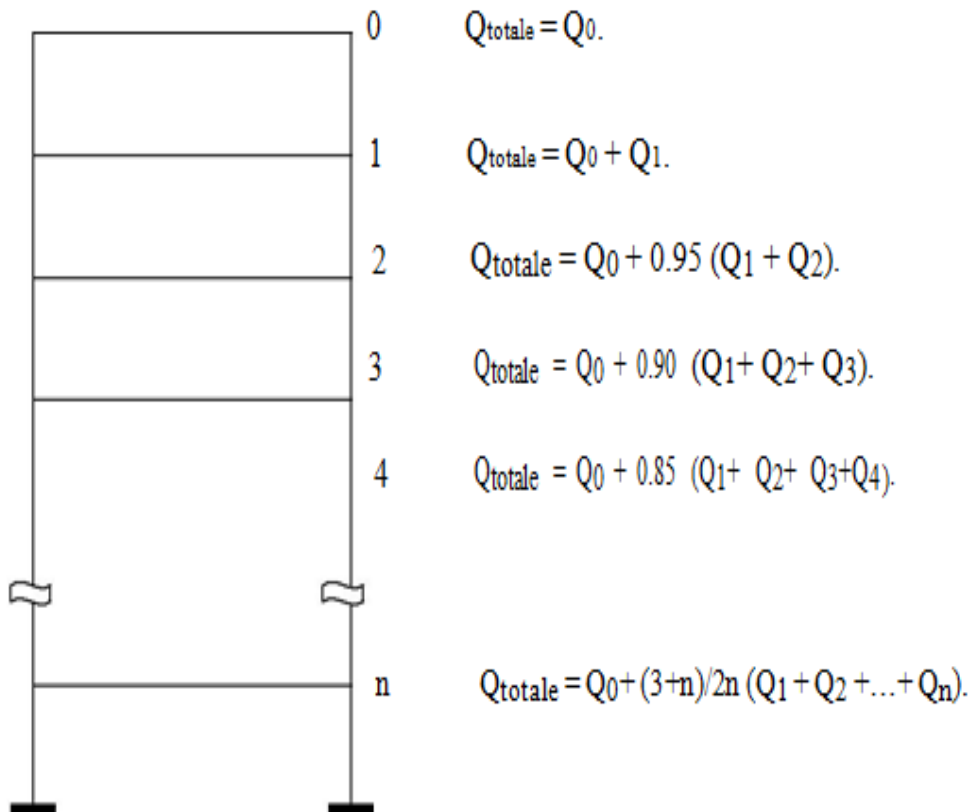
$$G_{PETG} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.781 \text{ KN}$$

**II-7- Loi de dégression des surcharges :**

D'après le règlement **DTR B.C. 2.2**, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée  $n \geq 5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

Charges d'exploitation cumulées :



$$Q_T = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times Q_i (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

Niveau	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous-sol
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687

**Tableau II-7:** Les valeurs du coefficient  $(3+n / 2n)$

**II-7-1 Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :**

7ème=Q<sub>0</sub>=17.27KN

6ème= Q<sub>0</sub>+Q<sub>1</sub> = 17.27+25.905=43.175 KN

5ème= Q<sub>0</sub>+0.95 (Q<sub>1</sub>+Q<sub>2</sub>)=17.27+0.95 (25.905x2)=66.489 KN

4ème= Q<sub>0</sub>+0.90 (Q<sub>1</sub>+Q<sub>2</sub>+Q<sub>3</sub>)=17.27 +0.90 (25.905x3)=87.213 KN

3émé= Q<sub>0</sub>+0.85 (Q<sub>1</sub>+Q<sub>2</sub>+Q<sub>3</sub>+Q<sub>4</sub>)=17.27 +0.85 (25.905x4)=105.347 KN

2émé= Q<sub>0</sub>+0.80 (Q<sub>1</sub>+Q<sub>2</sub>+Q<sub>3</sub>+Q<sub>4</sub>+Q<sub>5</sub>) =17.27+0.80 (25.905x5) = 120.89 K

1ér= Q<sub>0</sub>+0.75 (Q<sub>1</sub>+Q<sub>2</sub>+Q<sub>3</sub>+Q<sub>4</sub>+Q<sub>5</sub>+Q<sub>6</sub>) =17.27+0.75 (25.905x6) =133.842 KN

RDC= Q<sub>0</sub>+0.714 (Q<sub>1</sub>+Q<sub>2</sub>+Q<sub>3</sub>+Q<sub>4</sub>+Q<sub>5</sub>+Q<sub>6</sub>+Q<sub>7</sub>) =17.27+0.714 (25.905x7) =146.743 KN

Entresol= Q<sub>0</sub>+ 0.687 (Q<sub>1</sub>+ Q<sub>2</sub>.....+Q<sub>7</sub>) =17.27+0.687 (25.905x8+60.445) =201.169 KN

	Poids planché	Poids des poteaux	Poids des poutres	Gt	G <sub>c</sub>	Q Cumulée	N <sub>s</sub> = G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	S ≥ $\frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
terrasse	98.093	0	/	/	/	/	/	/	/
7ème	90.667	4.781	24.5	122.59 3	122.59 3	17.27	139.863	93.242	35x30
6ème	90.667	4.781	24.5	119.94 8	242.54 1	43.175	289.716	193.144	35x30
5ème	90.667	4.781	24.5	119.94 8	362.48 9	66.489	428.978	285.985	35x30
4ème	90.667	4.781	24.5	119.94 8	482.43 7	87.213	569.65	379.767	40x35
3ème	90.667	4.781	24.5	119.94 8	602.38 5	105.349	707.734	471.822	40x35
2ème	90.667	4.781	24.5	119.94 8	722.33 3	120.89	846.223	562.148	40x35
1ème	90.667	4.781	24.5	119.94 8	842.28 1	133.842	976.123	650.748	45x40
RDC	90.667	5.578	24.5	119.94 8	963.02 6	146.743	1109.76 9	739.846	45x40
Sous-Sol	90.667	5.578	24.5	120.74 5	1083.7 71	201.169	1284.88 6	856.590	45x40

**Tableau II.8 :** Récapitulatif de la descente de charges.

**II-8- Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1) :**

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

Conditions exigés par le RPA :	Poteaux :	Valeur calculée :	Vérification :
$\min (b, h) \geq 25$ $\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	E-S, RDC, 1er étage (45x40)	$\min (b, h) = 40 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{357}{20} = 17.85$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	✓
	Etage 2, 3,4 (40x35)	$\min (b, h) = 35 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etages 5,6,7 (35x30)	$\min (b, h) = 30 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓

**Tableau II-9 :** Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

**II-9- Vérification au flambement :**

Le flambement est une déformation latérale, importante et brusque d'un élément élancé sous l'effet d'une compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

Pour qu'il n'y'ait pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50.$$

Avec :

- .  $\lambda$  : Élancement du poteau.
- .  $l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0,7l_0$ , donnée par l'article **B.8.3, 3 du BAEL 91**). [14]
- .  $l_0$  : Longueur libre du poteau.
- .  $i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ).

. I : Moment d'inertie du poteau ( $I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12}$ ,  $I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12}$ )

. S : Section transversale du poteau ( $S = b \cdot h$ ).

D'où :

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot \frac{l_0}{b} = 2,425 \cdot \frac{l_0}{b}$$

ETAGE	Poteaux (cm)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> =0.7 L <sub>0</sub> (m)	λ	Vérification
5.6.7 étages	35x30	3.06	2.142	24.735	Ok
2.3.4. étages	40x35	3.06	2.142	21.201	OK
1 <sup>er</sup> étage	45x40	3.06	2.142	18.551	Ok
Entre-sol et RDC	45x40	3.57	2.449	21.643	Ok

**Tableau II-11** vérification de flambement des poteaux

La condition de l'élancement  $\lambda \leq 50$  est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de flambement des poteaux.

**Remarque** : Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à Boumerdes0 ; depuis ce jour-là, il est recommandé de concevoir des poteaux plus rigides que les poutres afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non au niveau du poteau (éviter la rotule plastique).

Et pour cela que nous sommes passés à la vérification des rigidités

**II-10- CONCLUSION :**

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

<b>Hauteur du plancher en corps creux</b>		<b><math>h_t = 20\text{cm} (16+4)</math></b>
<b>Epaisseur de la dalle pleine</b>		$e = 20\text{cm}$
<b>Voiles</b>	Sous-sol, RDC, étages courants	$a = 20\text{cm}$
<b>Sections des poutres</b>	Poutre principale	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
	Poutre secondaire	$(30 \times 35) \text{ cm}^2$
<b>Sections des poteaux</b>	Sous-sol, RDC, et 1 <sup>er</sup> étage	$(45 \times 40) \text{ cm}^2$
	2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> e t4 <sup>ème</sup> étages	$(40 \times 35) \text{ cm}^2$
	5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étages	$(35 \times 30) \text{ cm}^2$

**Tableau II-12 : Récapitulatif des résultats**

**Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs dans les prochains chapitres**

### III-1- Introduction :

Ce chapitre a pour principal objet le dimensionnement et le calcul des éléments non structuraux qui n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles. On peut donc les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA version 2003.

Les éléments non structuraux sont :

- l'acrotère
- les escaliers
- la poutre palière
- les planchers
- les balcons et les porte à faux
- la dalle de la salle machine

### III-1-2) l'acrotère :

#### III-1-2- Calcul de l'acrotère :

##### III-1-2-1- Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et servir de relevé d'étanchéité.

La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales ;

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre  $G$  donnant un effort normal  $N$  et une charge d'exploitation horizontale (poussée latérale)  $Q=1$  [KN/ml] non pondérée qui engendre un moment de flexion ( $M$ ) dans la section d'encastrement (Figure III-2).

On se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure (III-1) ci-dessous, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondante.

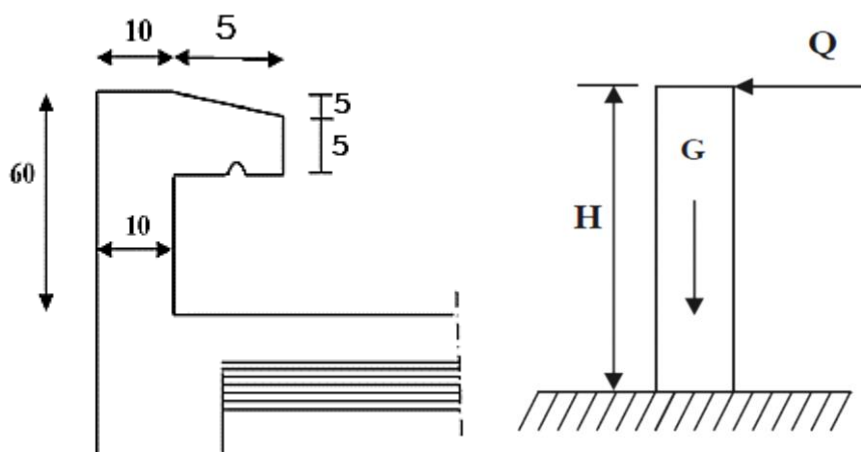


Figure III-1 : Coupe verticale de l'acrotère

### III-1-2-2) Calcul des sollicitations :

➤ **Effort normal dû au poids propre G :**

$$G = \rho \times S$$

Avec:

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,05) + (0,05 \times 0,05) / 2 = 0,06375 \text{ m}^2$$

$$S = 0,06375 \text{ m}^2$$

Donc:

$$G = 0,06375 \times 25 = 1,594 \text{ kN/ml}$$

➤ **Effort normal :**

$$N = G = 1,594 \text{ kN/ml}$$

➤ **Effort horizontal :**

$$T = Q = 1 \text{ kN/ml}$$

➤ **Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :**

$$M = Q \times H$$

$$M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$$

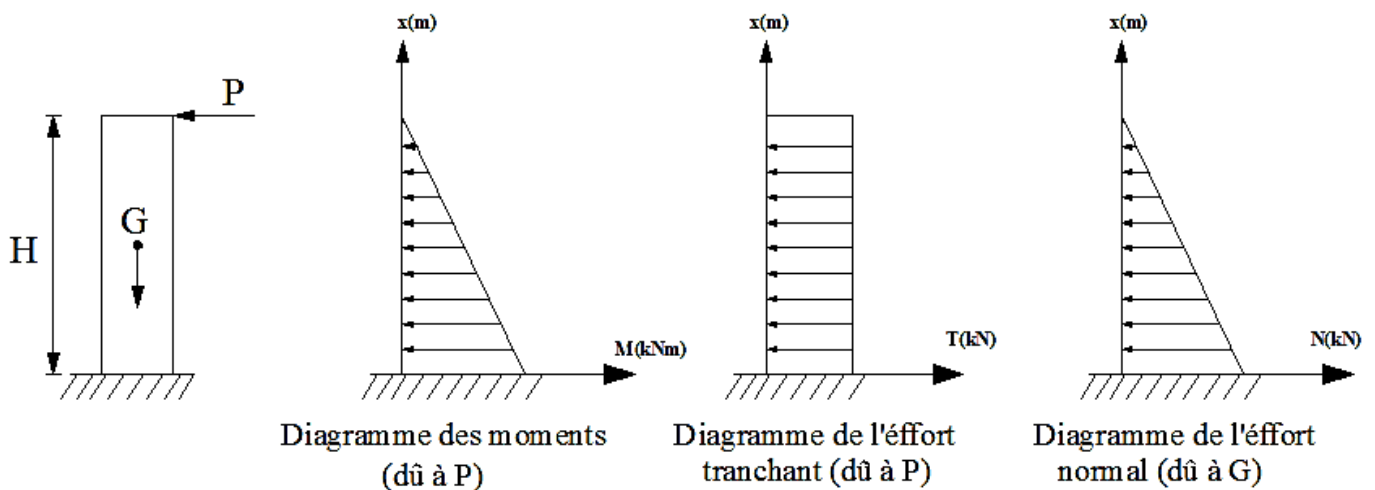


Figure III-2 : Diagrammes des efforts internes.

➤ **Combinaison de charges:**

➤ **A l'ELU,**

- La combinaison de charges est:  $1,35 G + 1,50 Q$
- Effort normal de compression dû à G :  $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,594 = 2,152 \text{ kN/ml}$ .
- Moment de renversement dû à Q :  $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m}$ .
- Effort tranchant T :  $T_u = 1,50 Q = 1,50 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$ .

➤ **A l'ELS ;**

- la combinaison de charges est:  $G + Q$
- Effort normal de compression :  $N_s = G = 1,594 \text{ kN/ml}$ .
- Moment de renversement :  $M_s = M_Q = 0,6 \text{ kN.m}$ .
- Effort tranchant T :  $T_s = Q = 1 \text{ kN}$ .

**III-1-2-3- Ferrailage de l'acrotère :**

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée à L'ELU, en tenant compte d'une section rectangulaire de dimensions suivantes :

- hauteur  $h=10\text{cm}$
- largeur  $b=100\text{cm}$
- l'enrobage  $c = c' = 3\text{cm}$
- hauteur utile  $d = h-c = 7\text{cm}$

Soumis à un effort normal  $N_u$  et un moment de renversement  $M_u$ , vérifié à L'ELS.

On va étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif ( $M_f$ ), calculé par rapport au CDG des armatures tendues, afin de déterminer les armatures fictives ( $A_f$ ) puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles ( $A$ ).

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée (un effort de compression  $N$  et un moment fléchissons  $M$ ).

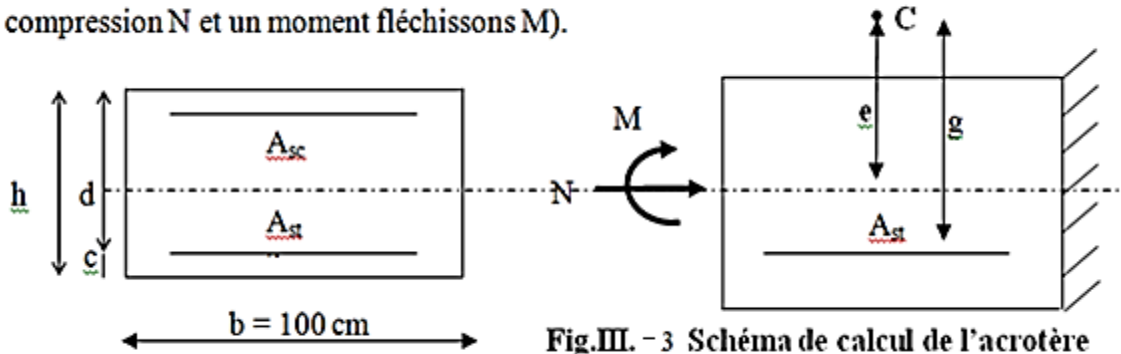


Fig.III. - 3 Schéma de calcul de l'acrotère

**III-1-2-4- Calcul à L'ELU :****a) Calcul de l'excentricité :**

- $e_u \geq \frac{h}{2} - c$
- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.152} = 41\text{cm}$
- $\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2\text{cm}$

Avec :  $M_U$  : moment dus à la compression.

$N_U$  : effort de compression.

$E_u$  : excentricité.

$(\frac{h}{2} - c)$  → la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

Donc :  $e_u = 41\text{cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 5 - 3 = 2\text{cm}$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.  $N$  est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

**b) Calcul en flexion simple :**

- Moment fictif :

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

$$M_f = 2.152 \times [0.41 + (\frac{0.1}{2}) - 0.03] = 0.925\text{ kN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{fu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.925 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013 < \mu_1 = 0.392$$

→  $\mu_u = 0.013 < \mu_1 = 0.392$  → La section est simplement armée (SSA)

**D'après le tableau :**

$$\mu_u = 0.013 \rightarrow \beta = 0.993$$

**Avec :**  $f_{bc} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14.2$  [MPa]

**Remarque :** La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{0.925 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 7} = 0.38 \text{ cm}^2$$

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

**c) Calcul en flexion composée :**

La section des armatures réelles :

- Armatures principale :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.38 - \frac{2.152}{34.8} = 0.318 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0$  → Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

**III-1-2-5- Vérification à l'ELU :**

**a) La condition de non fragilité ..... (Art : A.4.2, 1, BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 > A = 0.318 \text{ cm}^2$  → la condition n'est pas vérifiée

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc nous adopterons une section

$$A_s = A_{\min} = \mathbf{0.845 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

Donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A_s = \mathbf{5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2}$$
 avec un espacement de  $S_t = 100/5 = \mathbf{20 \text{ cm.}}$

- Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 2.51/4 = 0.50\text{cm}^2$$

On adoptera **5HA8=2.51cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **S<sub>t</sub> = 60/4 = 15cm**

**b) Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 211/ BAEL 91)**

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15f_c 28}{\gamma_b} ; 4 \right) = \min( 2.5 \text{ Mpa}; 4\text{Mpa}) = 2.5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0.02 \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :  $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$  ( $V_u$  : effort tranchant).

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) Vérification de l'adhérence des barres : ( Art A. 6.1.3/BAEL 91)**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement:  $\Psi_s = 1.5$  H.A

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

Avec :  $\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 125.6} = 1.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.89 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Longueur de scellement droit: (Art A.6.2.21/BAEL91) :**

$L_s = 40 \Phi$  pour FeE 400

$L_s = 50 \Phi$  pour FeE 500 et les ronds lisses.

**Dans notre cas :**

FeE 400  $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

- Espacement des barres :

Nous avons une fissuration préjudiciable  $\rightarrow S_t \leq \text{Min}(2h; 25\text{cm})$

$$S_t = 20 \text{ cm.}$$

**III-1-2-6- Vérification à l'ELS :**

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

**a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \right\} \text{ (Art A.4.5,32/BAEL99)}$$

**Avec :**  $\eta$  : coefficient de fissuration { $\eta=1.6$  H.A ;  $\eta=1$  r.l}

**Dans notre cas :**  $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266.6, \max (200, 201.63)\} \rightarrow \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.360 \quad \text{avec : } \rho_1 = 0.360 \rightarrow \beta_1 = 0.907$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.65 \times 10^3}{0.907 \times 7 \times 2.01} = 50.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 50.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma}{K_1} = \frac{50.93}{38.76} = 1.29 \text{ MPa} \quad \text{donc : } \sigma_{bc} = 1.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III-1-2-7 Vérification de l'acrotère au séisme :**

**L'RPA99 version 2003** préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces Sismiques l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{(RPA 99 version 2003/ Art 6.2.3)}$$

**Avec :**

**A :** Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)  $\rightarrow A=0.15$  (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

**C<sub>p</sub> :** Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) : **C<sub>p</sub> = 0.8**

**W<sub>p</sub> :** Poids de l'acrotère (W<sub>p</sub> = 1,718 [kN/ml])

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.718 = 0.824 \text{ [kN/ml].}$$

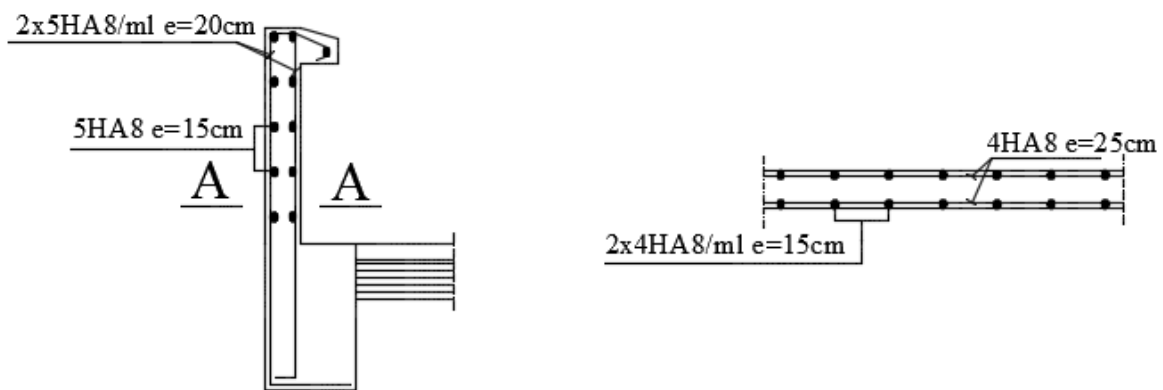
$$F_p = 0.824 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**Conclusion:**

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour notre acrotère (Figure III-4) :

**Armatures principales : 5HA8 avec un espacement  $St = 20$  cm.**

**Armatures de répartition : 5HA8 avec un espacement  $St = 15$  cm.**



**Figure.III.4.** Ferrailage de l'acrotère

### III-2) la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

#### III-2-1- Pré dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **La hauteur  $h_t$  :**

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

Avec : L : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- **La largeur b :**

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

Sachant que  $L = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} = \frac{375}{15} = 25 \text{ cm et } \frac{L}{10} = \frac{375}{10} = 37,5 \text{ cm}$$

Ce qui donne  $25 \leq h_t \leq 37,5$

On prend :  **$h_t = 30 \text{ cm}$** .

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 h_t = 12 \text{ cm}$$

$$0,7 h_t = 21 \text{ cm}$$

On prend:  **$b = 25 \text{ cm}$** .

#### III-2-2- Vérification aux exigences du RPA (Art 7.5.1)[3].

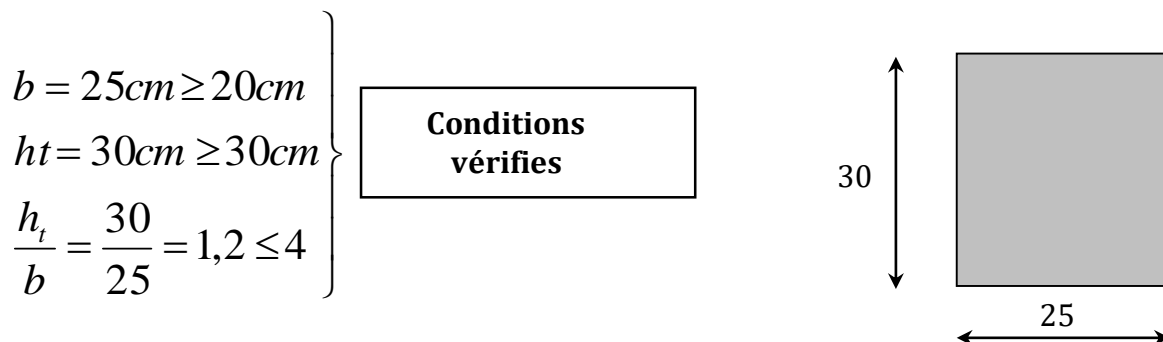


Fig. III.5 : Dimensions de la poutre chaînage

#### Remarque :

- On remarque bien que les conditions imposées par le **RPA99 (modifié 2003)** sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ .

#### III-2-3- Evaluation des charges et surcharges :

- **Les charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875 \text{ KN / ml}$ .

- Poids propre du mur extérieur :  $G_{\text{mur}} = (3,06 - 0,3) \times 2,4 = 6,624 \text{ KN / ml}$ .

- Poids du plancher :  $G_{\text{plancher}} = 5,24 \times \frac{0,65}{2} = 1,703 \text{ KN / ml}$ .

$$G_t = 10.202 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

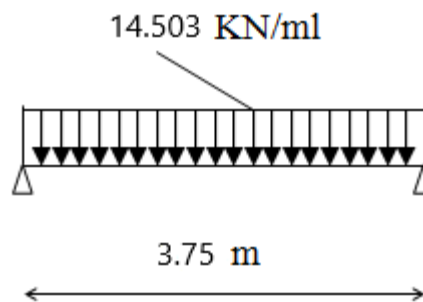
$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.487$$

**III-2-4 Combinaisons des charges :**

- **ELU :**  $q_u = 1,3 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10.202 + 1,5 \times 0,487 = 14.503 \text{ KN/ml}$ .
- **ELS :**  $q_s = G + Q = 10.202 + 0,487 = 10.689 \text{ KN/ml}$ .

**III-2- 5 Etude de la poutre à l'ELU :**

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.



**Fig. III.6 :** Schéma statique de calcul à L'ELU.

**III-2-6- calcul des efforts internes :**

**ELU**

- Moments fléchissant :

$$M_u = \frac{q.l^2}{8} = \frac{14.503 \times 3.75^2}{8} = 25.49 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M \text{ travées} = 0,85 M_u = 0,85 \times 25.49 = 21.66 \text{ KN.m}$$

$$M \text{ appuis} = -0,3 M_u = -0,3 \times 25.49 = -7.649 \text{ KN.m}$$

**Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q.l}{2} = \frac{14.503 \times 3.75}{2} = 27.19 \text{ KN}$$

**Efforts tranchants :**

$$T(x) = -14.503x + 27.19 \quad \text{Pour} \quad \begin{cases} x = 0 \text{ m} & \Rightarrow T(x) = 27.19 \text{ KN.} \\ x = 3.75 \text{ m} & \Rightarrow T(x) = -27.19 \text{ KN.} \end{cases}$$

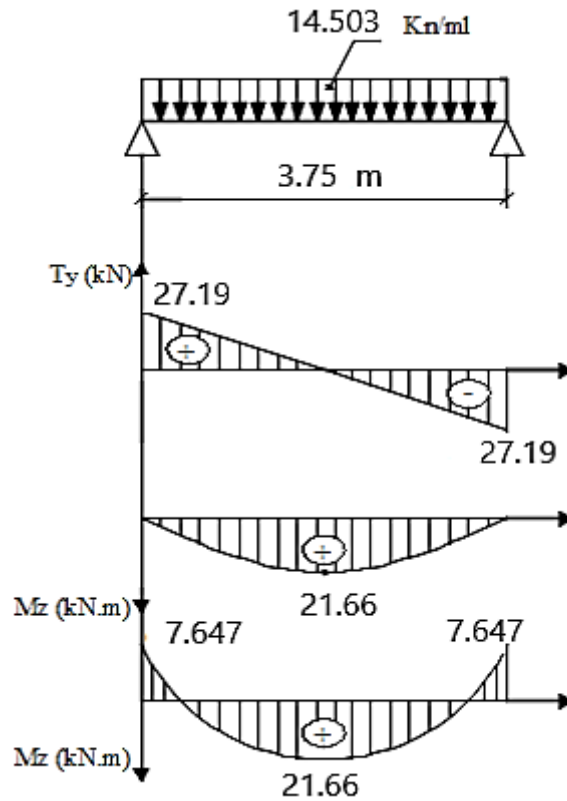


Fig. III.7 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

**a)-Calcul des armatures longitudinales :**

$b = 25 \text{ cm}$ ,  $c = 3 \text{ cm}$ ,  $d = 27 \text{ cm}$ .

• **Entravée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{21,66 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,084$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \quad \text{section simplement armée (SSA)}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante  $\mu = 0,084 \Rightarrow \beta = 0,956$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{21,66 \times 10^3}{0,956 \times 27 \times 348} = 2,41 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :** on prendra **3HA12 = 3,39cm<sup>2</sup>**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{7,647 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,029$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,029 \Rightarrow \beta = 0,09855$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{7,647 \times 10^3}{0,9855 \times 27 \times 348} = 0,825 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :** on prendra **3HA10 = 2,35cm<sup>2</sup>**

### III-2-7- Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité :**(Art A.4.2.1, BAEL91)[1] :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,82 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,39 \text{ cm}^2, A_a = 2,35 \text{ cm}^2) \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

- **Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 211) [1] :**

Il faut vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{27,19}{0,25 \times 0,27} = 402,81 \text{ KN / m}^2 = 0,402 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{t28}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa (Pour la fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,402 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

1) dans le béton (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) [1] :

$$V_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 24.612 \text{KN} \leq 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 27 \times \frac{2,5}{1,5} = 405 \text{KN} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

2) Sur les aciers : (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 321) [1] :

$$A_a = 2,36 \text{cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 27.19 + \frac{-7.647}{0,9 \times 0,27} \right) = 0,077 \text{cm}^2$$

On constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

- **Vérification à l'entrainement des barres (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3) [1] :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U_i} = \frac{27.19 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 0,989 \text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,989 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{mm}$$

- **Calcul des ancrages des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 221) [1] :**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ , la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$L_s = 40 \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{cm}$$

$$\text{Soit : } L_c = 15 \text{cm}$$

- **Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) [1]:**

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} = 0,857; \frac{25}{10} = 2,5; 1,2 \right\} = 0,857 \text{cm} \text{ Soit : } \varnothing_t = 8 \text{mm} \leq 8,57 \text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ;  $2HA8=2,01\text{cm}^2$

- Espacement d'un cadre : (BAEL91 modifié 99Art A.5.1, 22) [1] :

L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 27, 40) = \min(24.3, 40) = 24.3 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t=20\text{cm}$

- Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1, 22) [1] :

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,40\text{MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,60\text{MPa} > 0,40\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Armature transversale (Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2) [3] :

La quantité d'armature transversale minimales est données par :

- En zone nodale (appuis) :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(7,5 ; 14.4)$$

Soit  $S_t=10\text{cm}$

- En zone courante (travée) :

$$st \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm} \quad \text{Soit } S_t=15\text{cm}$$

- Quantité d'armatures transversales minimales (RPA version 2003(Art7.5.2.2) [3] :

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \geq A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

### III-2-8 -Vérification à l'ELS :

#### 1)-Calcul des efforts :

$$Q_s = 10.689\text{KN/m}$$

#### a) Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 10.687 \times \frac{3,75}{2} = 20.04\text{N}$$

#### b) Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 10.689 \times \frac{3,75^2}{8} = 18.78\text{KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 \times 18,78 = -5,634 \text{ KN.m}$$

- **En travées:**

$$M_t = 0,85 \times 18,78 = 15,963 \text{ KN.m}$$

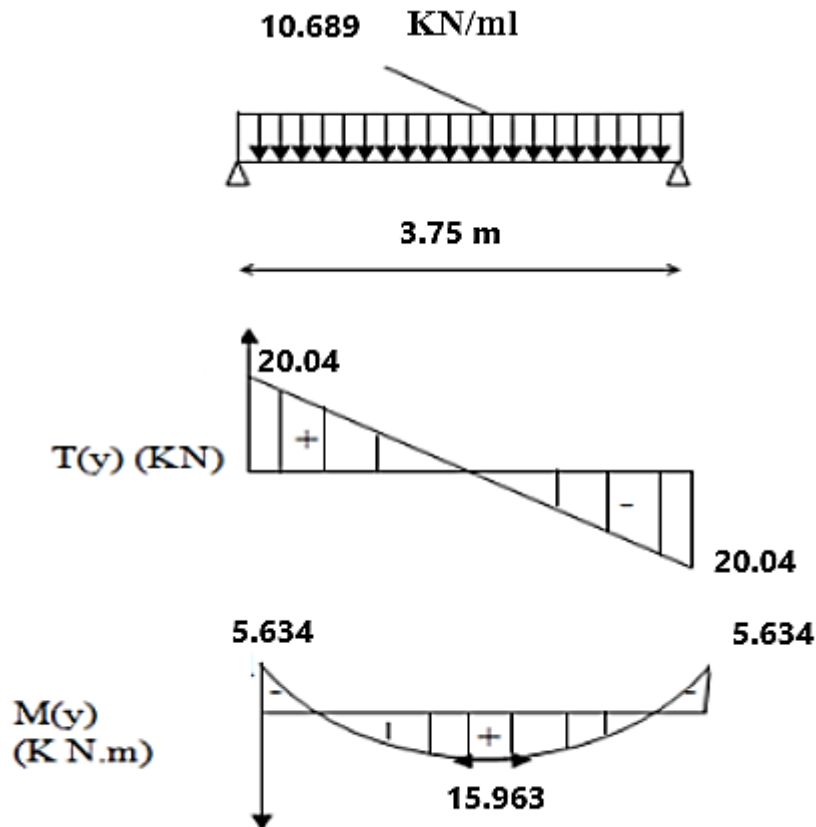


Fig. III.8: Diagramme des efforts internes à L'ELS.

2)-vérification de la résistance du béton à la compression : (BAEL 91 / Art. A.4.5, 2) [1]

On doit avoir  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• **Aux appuis :**

$$M_a = -5,634 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 27} = 0,348$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,909$$

$$\Rightarrow k = 39,55$$

$$\sigma_s = \frac{M s_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5,634 \times 10^3}{0,909 \times 27 \times 2,35} = 97,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{97.68}{39.55} = 2.46 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **En travée :**

$$M_t = 15.96 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.893$$

$$\Rightarrow k = 31.87$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{15.963 \times 10^3}{0.893 \times 270 \times 339} = 195.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{195.29}{31.87} = 6.13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

### 3)-Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 33] [1] :

La fissuration est peu préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

**Avec :**

$\eta$  C'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_{st} = 195.29 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

### 4) Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5, 2] [1] :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{375} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,08 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{15.96}{10 \times 18.78} = 0,08 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 27} = 0,005 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

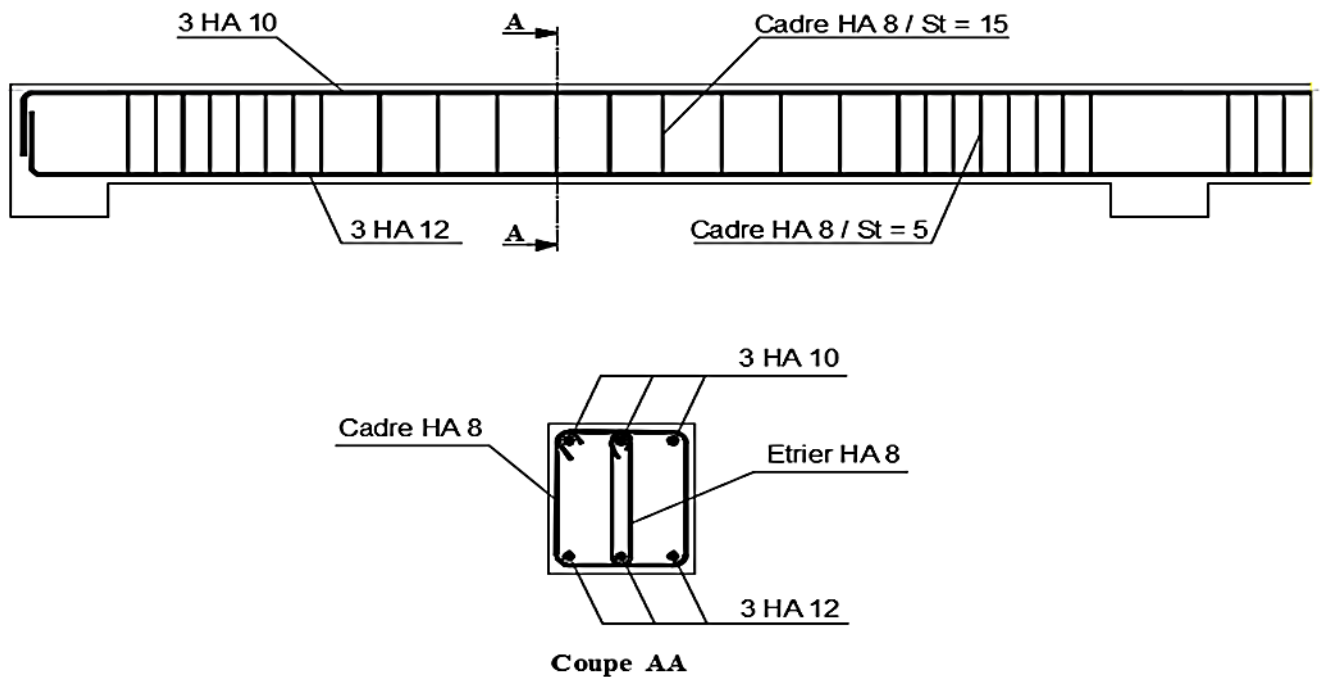
Toutes les conditions sont vérifiées, Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

**En travée : 3HA12**

**Aux appuis : 3HA10**



**Figure III-9** : Ferrailage de la poutre de chainage.

### III-3) les Balcons :

#### III- 3-1-Introduction :

Les balcons de cet ouvrage, sont en dalle pleine et considérés comme des consoles encastées au niveau de la poutre de rive.

Pour les étages courants, ces balcons sont soumis à une charge concentrée verticale (P), due au poids propre du garde-corps et une charge horizontale (F) due à la main courante engendrant un moment (M) au niveau de l'encastrement et aux charges et surcharges qui leurs reviennent.

Ces dimensions sont :

- Largeur = 1.72m
- Longueur = 4.05m
- Un garde de corps de hauteur  $h = 1\text{m}$ , en brique pleine de 10cm d'épaisseur.

L'épaisseur de dalle pleine est déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

On prend  $e = 20\text{ cm}$  (déterminée dans le chapitre II)

Avec :

Q : surcharge du garde-corps

$G_1$  : charge permanente du garde-corps

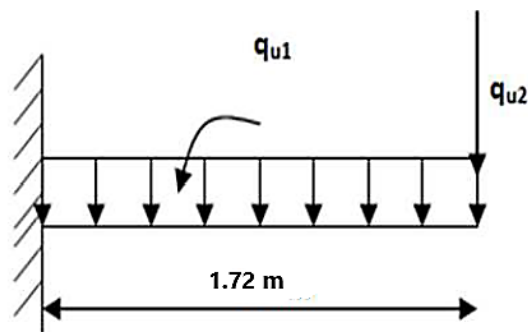


Figure III-10 : Coupe transversale d'un balcon.

#### III-3-2-Détermination des charges et surcharge :

##### A- Charge permanente du balcon :

La charge permanente des balcons en dalle pleine est calculée dans le chapitre II

$G_b = 6.74\text{KN/m}^2$  (Tableau .....

Poids propre du balcon :  $G = 6.74 \times 1 = 6.74\text{ kN / ml}$ .

##### B- Charge permanente du garde-corps :

$G_2 = 1.7 \times 1\text{ml} = 1.7\text{kn/ml}$

##### Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :

pmur = poids de la brique creuse + 2 x (poids de l'enduit en ciment ( $e_p = 2\text{cm}$ )).

$G = 0.10 \times 9 + (2 \times 0.02) \times 20 = 1.7$

Charge totale  $G = 1.7\text{kn/m}^2$

**C-Surcharge d'exploitation :**

Charge due à la main courante .....  $Q_1 = 1 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation du balcon..... $Q=3.5 \text{ kN/m}^2 \times 1\text{ml}=3.5 \text{ kn/ml}$  (donnée par le DTR BC2.2).

**III-3-3-Combinaisons des charges :****ELU :**

Charge uniforme :  $q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.74 + 1.5 \times 3.5 = 14.35 \text{ kN / ml}$

Charge concentrée :  $q_{u2} = 1.35 \times 1.7 = 2.3 \text{ kN / ml}$

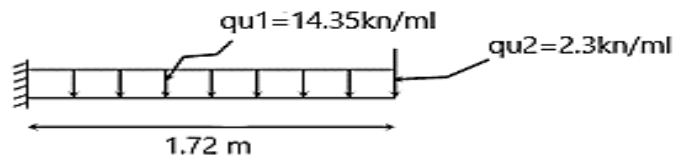
**ELS :**

Charge uniforme :  $q_{s1} = G + Q = 6.74 + 3.5 = 10.24 \text{ kN / ml}$

Charge concentrée :  $q_{s2} = g = 1.7 \text{ kN / ml}$

**III-3-4-Calcul à l'ELU :**

La console est calculée en flexion simple avec une bande de **1m** de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.



**Figure III-11** : Schéma statique de calcul de balcon à l'ELU

➤ **Calcul des efforts internes :**a) **Calcul de moment fléchissant :**

$$M_{qu1} = \frac{qu_1}{2} l^2 + qu_2 l^2 = \frac{14.35 \times 1.72^2}{2} + 2.3 \times 1.72 = 25.18 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mu = 25.18 \text{ KN.m}}$$

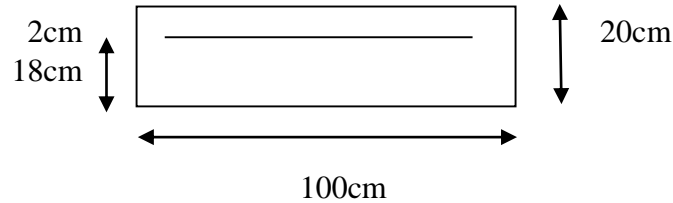
b) **Calcul Effort tranchant :**

$$T_u = qu_1 l + qu_2 = 14.35 \times 1.72 + 2.3 = 26.98 \text{ kN}$$

$$\mathbf{T_u = 26.98 \text{ KN}}$$

**III-3-5- Ferrailage à l'ELU :**

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande 1m.



**Figure III-12:** Schéma statique de calcul

- **Armatures principales :**

$$C=2\text{cm}$$

$$D=h-c=20-2=18\text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{25.18 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.054 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.054 \Rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \times \sigma_{st}} = \frac{25.18 \times 10^6}{0.974 \times 180 \times 348} = 412.71 \text{mm}^2 = \mathbf{4.12 \text{cm}^2}$$

Soit : **5HA12=5.65cm<sup>2</sup>** avec un espacement :  $S_t=100/5=20\text{cm}$

- **Armatures de répartition :**

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

Soit **5HA10=3.93 [cm<sup>2</sup>]** avec  $S_t=20[\text{cm}]$ .

**III-3-6-Vérification à l'ELU :**

**a) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2, 1/BAEL 91) [1] :**

$$A_{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{fe} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.1 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.1 \text{cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5.65 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Vérification au cisaillement (Art 5.1, 211/BAEL 91) [1] :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{26.98 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.14 \text{mpa} = 0.14 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement=>Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) Vérification de la condition de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art6.1, 3/BAEL 91) [1] :**

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,98 \times 1000}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

**d) Vérification de l'écartement des barres :(BAEL 91 / Art. A.8.2, 42) [1] :**

Pour des charges concentrées :

**Armatures principales :**  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm.} \Rightarrow$  Condition vérifiée

**Armatures de répartition:**  $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm.} \Rightarrow$  Condition vérifiée

**e) Ancrage des barres aux appuis :(BAEL 91/ Art 6.1 ,221) [1] :**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$l_s = 40\varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

$L_s$  dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm. D'où : } L_c = 20 \text{ cm.}$$

**III-3-7-Calcul à l'ELS :**

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Combinaison de charges :

$$q_{s1} = 10,24 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2} = 1,7 \text{ kN/ml}$$

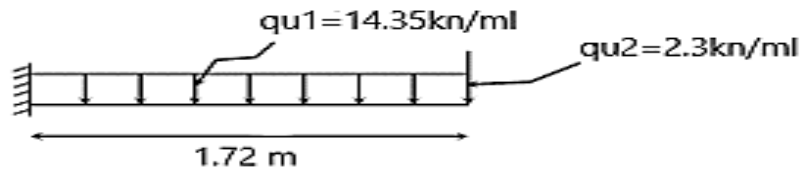


Figure III-13: Schéma statique de calcul de balcon à l'ELS.

➤ **Calcul des efforts internes :**

a)- **Le moment :**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \left( \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l \right) = \left( \frac{10.24 \times 1.72^2}{2} + 1.7 \times 1.7 \right) = 18.07 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_s = 18.07 \text{ KN m}}$$

b)- **L'effort tranchant :**

$$V_s = q_{s1} \times L + q_{s2} = 10.24 \times 1.72 + 1.7 = 19.31 \text{ kN}$$

$$\mathbf{V_s = 19.31 \text{ KN}}$$

**III-3-8-Vérification à l'ELS :**

a) **Etat limite de compression de béton : (Art A 4.5, 2/ BAEL 91) [1] :**

• **Contrainte dans l'acier :**

Nous devons s'assurer que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.31 \rightarrow \beta = 0.912 \rightarrow K_1 = 41.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{18.07 \times 10^6}{0.912 \times 180 \times 5.65 \times 10^2} = 194.82 \text{ MPa}$$

$$194.82 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{194.82}{41.82} = 4.65 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\tau f_t 28}) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 194.82 \text{ MPa}$  (D'après le calcul précédent).

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Etat limite de déformation (Art B.6.5, 1 BAEL 91 modifier 99) :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{172} = 0,12 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{172} = 0,12 > \frac{18.07}{10 \times 18.07} = 0,1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 18} = 0.007 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Remarque :**

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**CONCLUSION :**

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

**Armature principales : 5HA12**

**Armature de répartition : 5HA10**

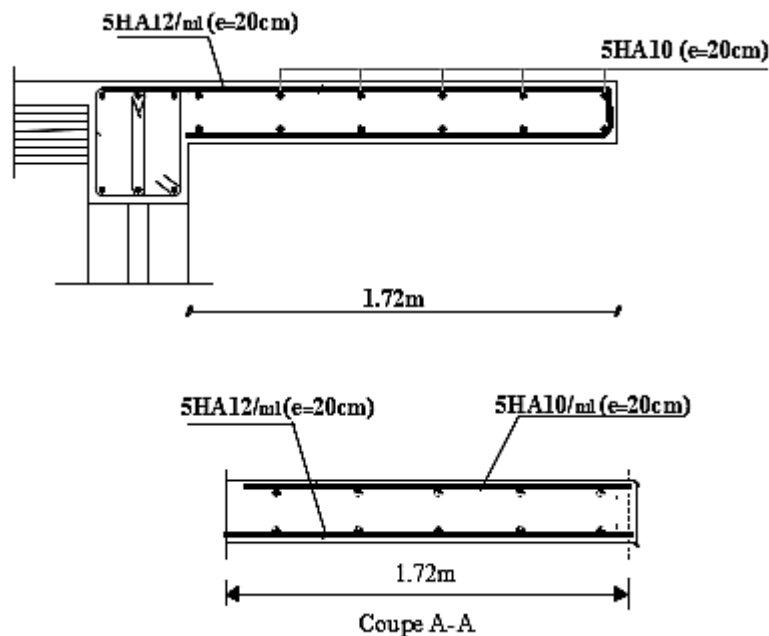


Figure III.14: ferrailage du balcon.

### III-4) La salle machine :

#### III-4-1- Introduction :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni d'un dispositif de sécurité.

#### III-4-2- Les caractéristiques de l'ascenseur:

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement  $V = (1\text{m/s})$ , la surface de la salle machine est de  $3.41\text{m}^2$  ( $1.75\text{m} \times 1.95\text{m}$ ) pouvant charger 8 personnes de  $6,3\text{KN}$ , la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

La dalle repose sur 4 appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

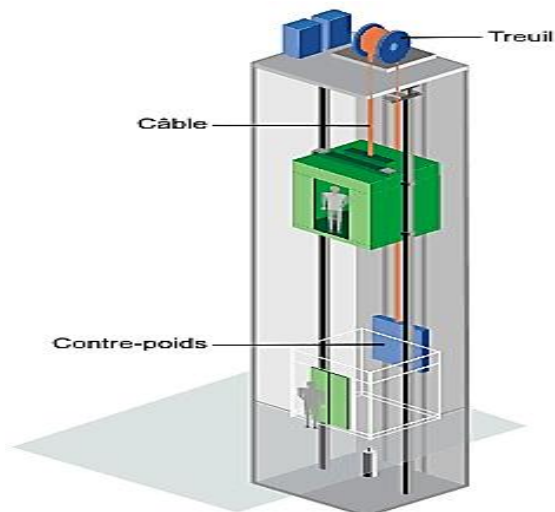


Figure III-15: Schéma d'Ascenseur.

#### III-4-3- Calcul de la dalle pleine :

##### a- Hypothèses :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- Pour le calcul de cette dalle on utilisera les abaques de **PIGEAUD**

##### b- Dimensionnement :

La dalle n'est pas continue

$$\begin{cases} l_x = 1.75\text{m} \\ l_y = 1.95\text{m} \\ S = 3.41\text{m} \end{cases}$$

**III-4-4- Pré dimensionnement :**a) Epaisseur de la dalle ( $h_t$ ) :

$$\text{Avec : } \frac{l_x}{30} \leq h_t \leq \frac{l_y}{15} \longrightarrow h_t = 15 \text{ cm}$$

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

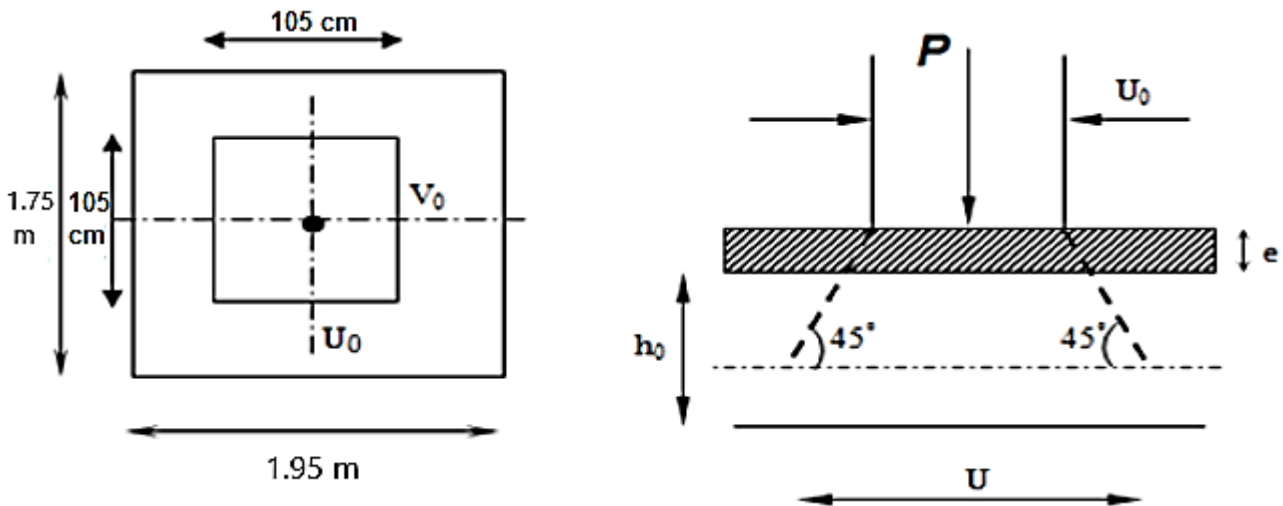
**III-4-5- Calcul des sollicitations :**

$$r = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.75}{1.95} = 0.9 > 0.4 \longrightarrow \text{Dans ce cas, le panneau travaille dans les deux sens.}$$

**III-4-6- Calcul de U et V :**

U et V sont des dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge Q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton.

La figure suivante donne le schéma statique de la salle machine utilisé pour son calcul.



**Figure III-16 :** Répartition de la charge localisée sur la dalle

$$\text{On a : } U = U_0 + 2e + h_t$$

$$V = V_0 + 2e + h_t$$

Avec :  $e$  : épaisseur du revêtement ( $e = 5 \text{ cm}$ ).

$h_t$  = hauteur de la dalle ( $h_t = 15 \text{ cm}$ ).

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$  (côte de rectangle dans laquelle  $q$  est concentrée).

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

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

**III-4-7- Calcul des moments :**

a)-Calcul des moments du a la charge localisée :

$$M_x = P. (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P. (M_2 + \nu M_1)$$

$M_1$  et  $M_2$  coefficients donnés en fonction de  $(\rho_x; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$  à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\rho = 0.9 \quad \left[ \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0.6 \\ \frac{u}{l_y} = 0.53 \end{array} \right.$$

Après interpolation :  $M_1 = 0.0878$  ;  $M_2 = 0.0712$ .

**Donc :**

• **À l'ELU ( $\nu = 0$ )**

$$\cdot M_{xU1} = 1.35 \cdot P(M_1) = 1.35 \times 90 \times 0.0878 = 10.667 \text{ kN.m.}$$

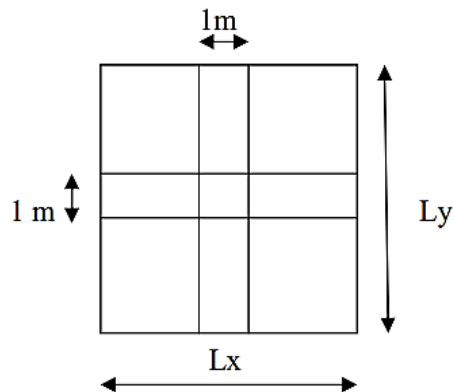
$$\cdot M_{yU1} = 1.35 \cdot P(M_2) = 1.35 \times 90 \times 0.0712 = 8.651 \text{ kN.m.}$$

• **À l'ELS ( $\nu = 0.2$ )**

$$\cdot M_{xS1} = P \cdot (M_1 + 0.2M_2) = 90 \times (0.0878 + 0.2 \times 0.0712) = 9.184 \text{ kN.m.}$$

$$\cdot M_{yS1} = P \cdot (M_2 + 0.2M_1) = 90 \times (0.0712 + 0.2 \times 0.0878) = 7.988 \text{ kN.m.}$$

**b) moments dus au poids propre Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :**



$$M_x = u_x \times q \times l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients  $U_x$  et  $U_y$  sont donnés en fonction du rapport  $\rho_x$  et du coefficient de poisson  $\nu$ .

$q$  : charge uniformément répartie sur toute la dalle.

$\nu$  : coefficient de poisson

$$\nu = 0 \quad \text{à l'ELU.}$$

$$\nu = 0,2 \quad \text{à l'ELS.}$$

$$\rho = \frac{1.75}{1.95} = 0.9$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU:} \\ U_x = 0.0458, u_y = 0.778 \\ \text{ELS :} \\ U_x = 0.0529, u_y = 0.846 \end{array} \right.$$

Le poids de la dalle :  $G = \gamma_b \times h_t = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}$ .

La surcharge d'exploitation de la cage d'ascenseur est estimée à :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

### La combinaison de charges :

#### ELU :

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml}$$

$$M_{xu2} = 0.0458 \times 6.56 \times 1.75^2 = 0.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu2} = 0.778 \times 0.92 = 0.715 \text{ KN.m}$$

#### ELS :

$$q = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{xs2} = 0.0529 \times 4.75 \times 1.75^2 = 0.796 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys2} = 0.846 \times 0.769 = 0.651 \text{ KN.m}$$

### c) Superposition des moments :

#### • À l'ELU :

$$M_x = M_{xu1} + M_{xu2} = 10.667 + 0.92 = 11.587 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{yu1} + M_{yu2} = 8.651 + 0.715 = 9.366 \text{ kN.m}$$

#### • À l'ELS :

$$M_x = M_{xs1} + M_{xs2} = 9.184 + 0.769 = 9.953 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{ys1} + M_{ys2} = 7.988 + 0.651 = 8.639 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

#### • À l'ELU

En travée

$$. M_x^t = 0.85 \times 11.587 = 10.075 \text{ kN.m}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times 9.366 = 7.961 \text{ kN.m}$$

Aux appuis :

$$. M_x^a = -0.3 \times 11.587 = -3.559 \text{ kN.m}$$

$$. M_y^a = -0.3 \times 9.366 = -2.809 \text{ kN.m}$$

- À l'ELS

. En travée

$$. M_x^t = 0.85 \times 9.953 = 8.460 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times 8.639 = 7.343 \text{ kN.m.}$$

. Aux appuis

$$. M_x^a = -0.3 \times 9.953 = -2.986 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^a = -0.3 \times 8.639 = -2.592 \text{ kN.m.}$$

### III-4-8-Ferraillage du panneau :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur. Les résultats de calcul relatif à la détermination de ferraillements seront résumés sur le tableau :

Zones	Sens	$M_U$ [KN.m]	$\mu_b$	B	A [cm <sup>2</sup> ]	$A_{adoptée}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferraillage choisis	$S_t$ [cm]
Sur appuis	X-X	3.559	0.014	0.993	0.792	2.01	4HA8	25
	Y-Y	2.809	0.012	0.994	0.624	2.01	4HA8	25
En travée	X-X	10.075	0.042	0.979	2.27	3.14	4HA10	25
	Y-Y	7.961	0.033	0.9835	1.78	3.14	4HA10	25

Tableau III.1 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.

### III-4-9- Vérifications à l'ELU :

#### a) Condition de non-fragilité (BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.4)

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \quad \text{et} \quad \rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_o$$

Avec :

$\rho_x$  et  $\rho_y$  : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

$\rho_o$  : Rapport du volume des aciers à celui du béton.  $\rho_o = 0.0008$  pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 MM.

- Sens x-x :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b.h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.9}{2} \times (100 \times 15) \Rightarrow A_{x,\min} = 1.26 \text{ cm}^2.$$

$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{x,\min} = 1.26 \text{ cm}^2$ . → La condition est vérifiée.

- **Sens y-y :**

$$\rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_o \Rightarrow A_y \geq \rho_o(b \cdot h) = 0.0008 \times (100 \times 15) \Rightarrow A_{y,\min} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{y,\min} = 1.20 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**b) Diamètre maximal des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.7.2,1) :**

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\varphi_{\text{adopté}} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

Direction la plus sollicitée (x-x) :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

→ **Conditions vérifiées.**

**d) Poinçonnement (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.5.2, 42) :**

(Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée).

$$Q_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN} \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 \cdot 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$U_c$ : Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\text{Avec : } U_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m.} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

**e) Contrainte tangentielle :**

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{90}{2(1.05)+1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{90}{2(1.05)+1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.218 \text{ MPa} \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\right) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III-4-10- Vérifications à l'ELS :**

**1-Etat limite de compression du béton :**

**Sens x-x :**

En travée :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} / \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} / \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242$$

$$\text{Des abaques et pour une valeur de } \rho = 0.242 : \longrightarrow \beta_1 = 0.921 ; K_1 = 48.29$$

**Donc :**

$$\sigma_{st} = \frac{8.460 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 225.028 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{225.028}{48.29} = 4.66 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . → La condition est vérifiée

**Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.154$  :  $\beta_1 = 0.9355$  ;  $K_1 = 62.64$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{2.986 \times 10^6}{0.9355 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 78.19 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{78.19}{62.64} = 1.28 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . → La condition est vérifiée.

**Sens y-y :**

**En travée :**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.241$  :  $\beta_1 = 0.921$  ;  $K_1 = 48.29$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{7.343 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 195.3170 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{195.317}{48.29} = 4.045 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.045 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . → La condition est vérifiée.

**Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.154$  :  $\beta_1 = 0.9355$  ;  $K_1 = 62.64$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{2.592 \times 10^6}{0.9355 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 67.876 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{67.876}{62.64} = 1.08 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . → La condition est vérifiée.

**2-Etat limite d'ouverture des fissures :**

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91 modifié 99)

**3-Etat limite de déformation :**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.5)

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{lx}}{20.M_x} \longrightarrow \frac{h}{L_x} = \frac{15}{175} = 0.085 > \frac{M_{lx}}{20.M_x} = \frac{8.460}{20 \times 9.184} = 0.046 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \longrightarrow \frac{A_x}{b.d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**NB** : Les armatures seront prolongées et ancrées au niveau des appuis.

**Conclusion :**

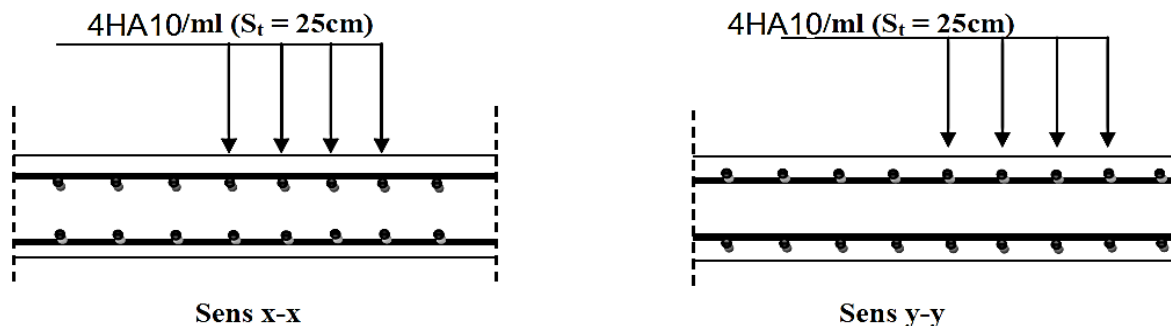
Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

**Sens x-x :**

- . En travée : 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> (S<sub>t</sub> = 25 cm).
- . Aux appuis : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> (S<sub>t</sub> = 25 cm).

**Sens y-y :**

- . En travée : 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> (S<sub>t</sub> = 25 cm).
- . Aux appuis : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> (S<sub>t</sub> = 25 cm)



**Figure III-17** : Plan de ferrailage de la salle machine.

### III-5) Plancher :

#### III-5-1-Introduction :

La structure comporte un plancher en corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux (Figure III-5). Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'entresol.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but:

- Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons. Notre structure comporte des planchers à corps creux (16+4) d'épaisseur (figure III-17), dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier. Disposées suivant le sens de la petite portée.

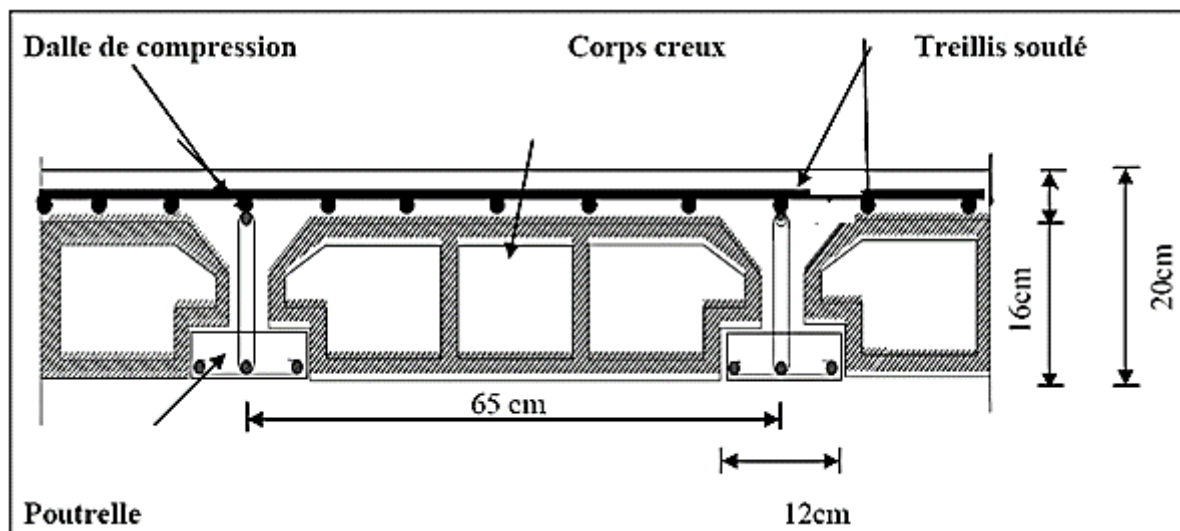


Figure III-18 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

#### III-5-2 Dimensionnement et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera coulée sur place et armée d'un treillis soudé de type TLE520.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par le BAEL 91 modifié 99.

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- La distance entre axes des poutrelles est de :  $l = 65$

**A) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

- $A_{\perp}$ : section en  $\text{cm}^2$  par mètre linéaire,
- $L$  : distance entre axes des poutrelles en (cm)=65cm,
- $f_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

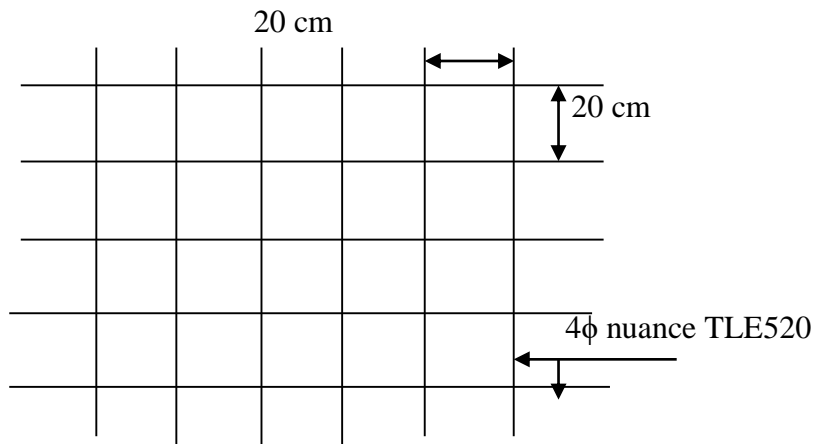
Ainsi on adopte : **5T4/ml = 0,63  $\text{cm}^2$  / ml** avec **e = 20 cm**

**B) Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T4/ml = 0,63  $\text{cm}^2$  / ml** avec **e = 20 cm**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) (figure III-18-).



**Figure III-19** : Armatures de l'hourdis

**III-5-3 Calcul des poutrelles à l'ELU :**

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

**a-Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle à considérer est une poutre de  $(12 \times 4) \text{ cm}^2$ , simplement appuyée sur deux extrémités (Figure III-19). Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et de la surcharge de l'ouvrier.

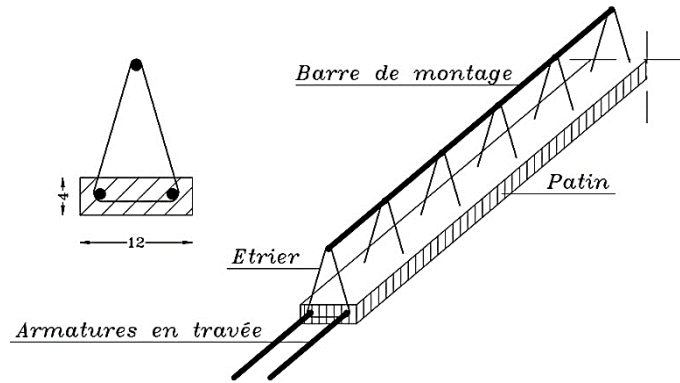


Figure III-20 : schéma descriptif de la poutrelle.

- **Dimensionnement :**

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

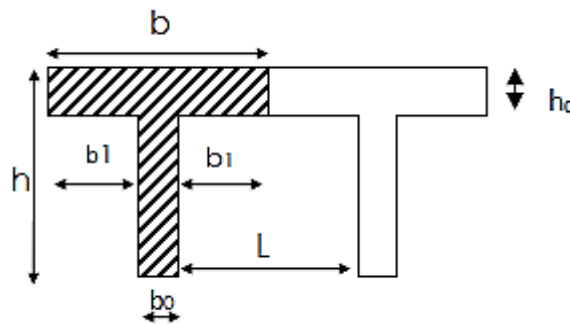


Figure III.21: Surfaces revenant aux poutrelles

$b = 65 \text{ cm}$  : distance entre axes de deux poutrelle

$h = (16+4)$  : hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12 \text{ cm}$  : largeur de la poutrelle

$h_0 = 4 \text{ cm}$  : épaisseur de la dalle de compression

$b_1$  : est le débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

- **Chargement :**

Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$  ;

Poids du corps creux :  $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$  ;

Surcharge due à l'ouvrier :  $Q = 1.00 \text{ kN/ml}$ .

Charge permanente :  $G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$

- **les combinaisons d'action :**

À l'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/ml}$

À l'ELS :  $q_s = G + Q = (0,12 + 0,62) + 1 = 1,74 \text{ kN/ml}$

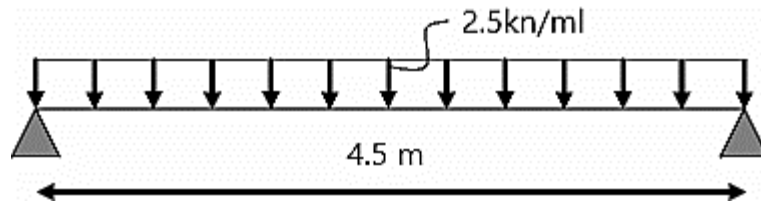


Figure III-22: Schéma statique de la poutrelle.

**Le moment Max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times (4,5)^2}{8} = 6,33 \text{ KN.m}$$

**L'effort tranchant:**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4,5}{2} = 5,63 \text{ KN}$$

- **Ferraillage de la poutrelle :**

**Calcul des armatures :**

Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivantes :

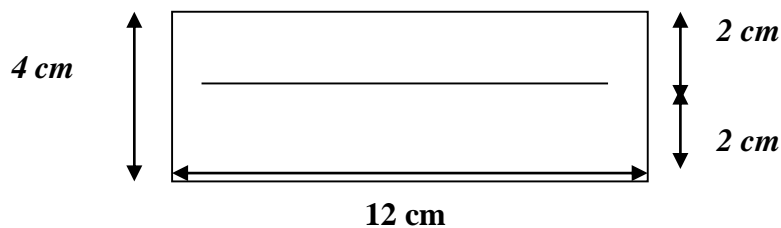


Figure III-23: dimensionnement de la section rectangulaire

Hauteur utile :  $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ .

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{6,16 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} \rightarrow \mu_u = 9,0375 \gg \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

- **Conclusion :**

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression. Ces étais sont général distants de (0.80 à 1.20) m.

**b-Apres coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

**a-Chargement :**

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

- **Charges et surcharges**

- poids propre de la terrasse inaccessible :  $G = 5.68 \times 0.65 = 3.69 \text{ KN / ml.}$
- surcharge d'exploitation de la terrasse inaccessible :  $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml.}$
- poids propre du plancher de l'étage courant :  $G = 5.24 \times 0.65 = 3.41 \text{ KN / ml.}$
- surcharge d'exploitation d'étage courant:  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml.}$
- poids propre du plancher du RDC et entresol :  $G = 5.24 \times 0.65 = 3.41 \text{ KN / ml.}$
- surcharge d'exploitation d'étage courant:  $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.28 \text{ KN/ml}$

- **Combinaison de charges :**

**Plancher d'étage courant :**

- ELU :  $q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35(3.41) + 1,5 \times (0.98) = 6.07 \text{ KN/ml.}$
- ELS :  $q_s = G + Q = 3.41 + 0.98 = 4.39 \text{ KN/ml.}$

**Plancher terrasse inaccessible :**

- ELU :  $q_u = 1.35 (3.69) + 1.5 \times (0.65) = 5.96 \text{ KN /ml.}$
- ELS :  $q_s = G + Q = 3.69 + 0.65 = 4.34 \text{ KN/ml.}$

**Plancher du RDC et de l'entresol :**

- ELU :  $q_u = 1.35 (3.41) + 1.5 \times (2.28) = 8.02 \text{ KN /ml.}$
- ELS :  $q_s = G + Q = 3.41 + 2.28 = 5.69 \text{ KN/ml.}$

**III-5-4 Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type du plancher à l'aide de l'une des méthodes usuelles qui sont:

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthodes des trois moments.

Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on fait recours à l'une des deux autres méthodes.

**III-5-5 Méthode forfaitaire :**

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.

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ( $Q \leq 2G$  ou  $< 5\text{KN /m}^2$ )

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les Différentes travées en continuité

- Les portés successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25 ;
- La fissuration ne compromet pas la tenue du béton arme ni celle de ses revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers a charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

➤ **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

a)-Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation est plus égale à deux fois la charge permanente ou  $5\text{KN/m}^2$ , c'est à dire :

$$Q \leq \max [2G; 5\text{KN/ml}] = \max [(2 \times 3.41) \text{KN/ml}; 5 \text{KN/ml}]$$

$$Q \leq \max [6.82\text{KN/ml}; 5\text{KN/ml}]$$

$$Q = 2.28 \text{KN/ml} < 6.82 \text{KN/ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b)-le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées

—————> **Condition vérifiée**

c)-Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 c à d :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{4}{3.8} = 1.05 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{3.8}{4.50} = 0.84 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{4.50}{3.8} = 1.18 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{3.80}{4} = 0.95 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

d)- La fissuration est considérée comme non préjudiciable → **La condition est vérifiée.**

**Conclusion :** La méthode forfaitaire est applicable.

### III-5-5-1 Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

### III-5-5-2 Exposé de la méthode :

➤ **Calcul du rapport de charges  $\alpha$ :(BAEL 91 modifié 99 art E.1).7.3.2 p69 :**

Soit :  $\alpha$  le rapport des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées

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

$$\alpha = \frac{2.28}{2.28+3.41} = 0.40$$

$$0 < \alpha = 0.40 < 0.667 \longrightarrow \text{condition vérifié.}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant:**

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

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

Avec :

$L$  : longueur entre nus des appuis.

$M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

$M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

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

Les valeurs  $M_w$ ,  $M_e$ ,  $M_t$ , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{ 1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

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

**0,6 $M_0$**  dans le cas d'une poutre à deux travées.

**0,5 $M_0$**  pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées

**0,4 $M_0$**  pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées

**0,3 $M_0$**  pour les appuis de rive semi encastrés

➤ **Application de la méthode :**

1<sup>er</sup> type :

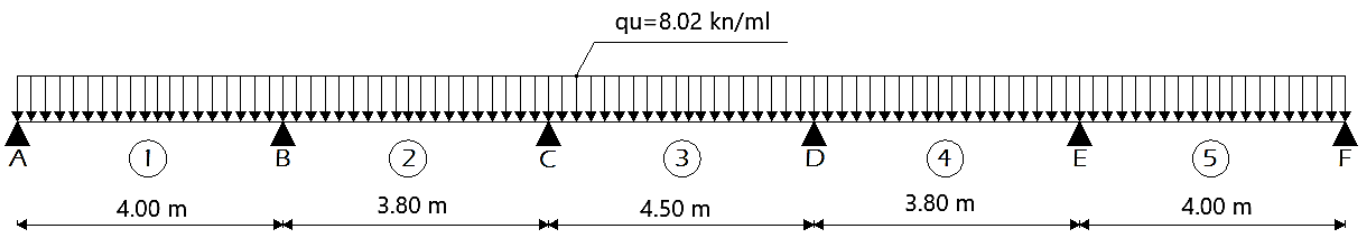


Figure III-24: Schéma statique de la poutelle.

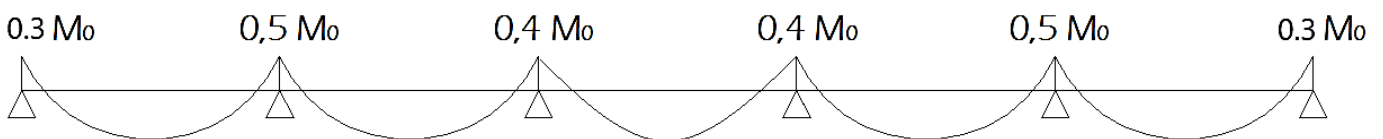


Figure III-25 : Diagramme des moments.

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.28}{2.28+3.41} = 0.40 \\ 1+0.3\alpha = 1.12. \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.66 \text{ (Travée de rive).} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.56 \text{ (Travée intermédiaire).} \end{array} \right.$$

1)- calcul des moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{q l_{AB}^2}{8} = \frac{8.02 \times 4^2}{8} = 16.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q l_{BC}^2}{8} = \frac{8.02 \times 3.8^2}{8} = 14.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q l_{CD}^2}{8} = \frac{8.02 \times 4.5^2}{8} = 20.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q l_{DE}^2}{8} = \frac{8.02 \times 3.8^2}{8} = 14.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q l_{EF}^2}{8} = \frac{8.02 \times 4^2}{8} = 16.04 \text{ KN.m}$$

2)- Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 16.04 = 4.81 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = 0.5 \times 16.04 = 8.02 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max(M_{02}, M_{03}) = 0.4 \times 20.30 = 8.12 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \max(M_{03}, M_{04}) = 0.4 \times 20.30 = 8.12 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4 \max(M_{04}, M_{05}) = 0.4 \times 16.04 = 6.42 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.3 M_{05} = 0.3 \times 16.04 = 4.81 \text{ KN.m}$$

3)- Calcul des moments en travées :

• Etude de la travée AB (rive) :

$$* M_{t(A-B)} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha \\ 1.05 \end{array} \right\} M_{01} \Rightarrow M_{t(A-B)} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha \\ 1.05 \end{array} \right\} M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{t(A-B)} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.12 \\ 1.05 \end{array} \right\} \times 16.04 - \frac{4.81 + 8.02}{2}$$

$$M_{t(A-B)} \geq 11.55 \text{ kN.m}$$

$$* M_{t(A-B)} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} \rightarrow M_{t(A-B)} \geq 0.66 \times 16.04 = 10.59 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{t(A-B)} = 11.55 \text{ kN.m}$$

• Etude de la travée (B-C) (travée intermédiaire):

$$* M_{t(B-C)} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha \\ 1.05 \end{array} \right\} M_{02} \rightarrow M_{t(B-C)} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha \\ 1.05 \end{array} \right\} M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{t(B-C)} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.12 \\ 1.05 \end{array} \right\} \times 14.48 - \frac{8.02 + 8.12}{2}$$

$$M_{t(B-C)} \geq 8.15 \text{ kN.m}$$

$$* M_{t(B-C)} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{02} \rightarrow M_{t(B-C)} \geq 0.56 \times 14.48 = 8.11 \text{ kN.m}$$

On prend :  $M_{t(B-C)} = 8.15 \text{ kN.m}$

● **Etude de la travée (C-D) (travée intermédiaire):**

$$* M_{t(C-D)} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{03} \rightarrow M_{t(C-D)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_{t(C-D)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,12 \\ 1,05 \end{matrix} \right\} \times 20.30 - \frac{8.12 + 8.12}{2}$$

$$M_{t(C-D)} \geq 14.62 \text{ kN.m}$$

$$* M_{t(C-D)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} \rightarrow M_{t(C-D)} \geq 0,56 \times 20.30 = 11.37 \text{ kN.m}$$

On prend :  $M_{t(C-D)} = 14.62 \text{ kN.m}$

● **Etude de la travée (D-E) (travée intermédiaire):**

$$* M_{t(D-E)} + \frac{M_D + M_C}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{04} \rightarrow M_{t(D-E)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_{t(D-E)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,12 \\ 1,05 \end{matrix} \right\} \times 14.48 - \frac{8.12 + 8.02}{2}$$

$$M_{t(D-E)} \geq 8.15 \text{ kN.m}$$

$$* M_{t(D-E)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{04} \rightarrow M_{t(D-E)} \geq 0,56 \times 14.48 = 8.11 \text{ kN.m}$$

On prend :  $M_{t(D-E)} = 8.15 \text{ kN.m}$

● **Etude de la travée (E-F) (travée de rive):**

$$M_{t(G-H)} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{05} \Rightarrow M_{t(G-H)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1 + 0,3\alpha \\ 1,05 \end{matrix} \right\} M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_{t(G-H)} \geq \max \left\{ \begin{matrix} 1,12 \\ 1,05 \end{matrix} \right\} \times 16.04 - \frac{8.02 + 4.81}{2}$$

$$M_{t(G-H)} \geq 11.55 \text{ kN.m}$$

$$* M_{t(G-H)} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{05} \rightarrow M_{t(G-H)} \geq 0,66 \times 16.04 = 10.59 \text{ kN.m}$$

On prend :  $M_{t(G-H)} = 11.55 \text{ kN.m}$

**4)- Calcul des efforts tranchant :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre et donné par la formule suivante :  $\sum \mathbf{M} / \mathbf{i} = 0$

Avec :  $\theta (x) = \frac{qu \times L_i}{2}$  a (x=0)

$$\theta (x) = - \frac{qu \times L_i}{2}$$
 a (x=L)

$$V_x = \theta_x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

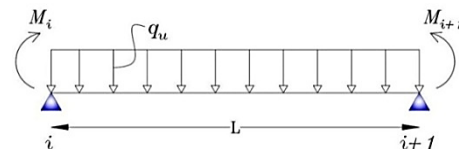


Figure III-26 : Diagramme des moments fléchissant dans la travée

$V(x)$  : effort tranchant sur appui à une distance  $x$

$\theta(x)$  : effort tranchant de la travée isostatique ;

$M_i$  et  $M_{i+1}$  : moment sur appuis  $i$  et  $i+1$  respectivement en valeur algébrique ;

$T_w$  : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

$T_e$  : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

$L$  : longueur de la travée

● **Etude de la travée (A-B) (travée de rive):**

$$V_A = \frac{q_u \times l_{(A-B)}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{(A-B)}} = \frac{8.02 \times 4}{2} + \frac{(-8.02) - (-4.81)}{4} = 15.24 \text{ kN}$$

$$V_B = -\frac{q_u \times l_{(A-B)}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{(A-B)}} = -\frac{8.02 \times 4}{2} + \frac{(-8.02) - (-4.81)}{4} = -16.84 \text{ kN}$$

● **Etude de la travée (B-C) (travée intermédiaire):**

$$V_B = \frac{q_u \times l_{(B-C)}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{(B-C)}} = \frac{8.02 \times 3.8}{2} + \frac{(-8.12) - (-8.02)}{3.8} = 15.21 \text{ kN}$$

$$V_C = -\frac{q_u \times l_{(B-C)}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{(B-C)}} = -\frac{8.02 \times 3.8}{2} + \frac{(-8.12) - (-8.02)}{3.8} = -15.26 \text{ kN}$$

● **Etude de la travée (C-D) (travée intermédiaire):**

$$V_C = \frac{q_u \times l_{(C-D)}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{(C-D)}} = \frac{8.02 \times 4.5}{2} + \frac{(-8.12) - (-8.12)}{4.5} = 18.05 \text{ kN}$$

$$V_D = -\frac{q_u \times l_{(C-D)}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{(C-D)}} = -\frac{8.02 \times 4.5}{2} + \frac{(-8.12) - (-8.12)}{4.5} = -18.05 \text{ kN}$$

● **Etude de la travée (D-E) (travée intermédiaire):**

$$V_D = \frac{q_u \times l_{(D-E)}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{(D-E)}} = \frac{8.02 \times 3.8}{2} + \frac{(-8.02) - (-8.12)}{3.8} = 15.26 \text{ kN}$$

$$V_E = -\frac{q_u \times l_{(D-E)}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{(D-E)}} = -\frac{8.02 \times 3.8}{2} + \frac{(-8.02) - (-8.12)}{3.8} = -15.21 \text{ kN}$$

● **Etude de la travée (E-F) (travée de rive):**

$$V_E = \frac{q_u \times l_{(E-F)}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{(E-F)}} = \frac{8.02 \times 4}{2} + \frac{(-4.81) - (-8.02)}{4} = 16.84 \text{ kN}$$

$$V_F = -\frac{q_u \times l_{(E-F)}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{(E-F)}} = -\frac{8.02 \times 4}{2} + \frac{(-4.81) - (-8.02)}{4} = -15.24 \text{ kN}$$

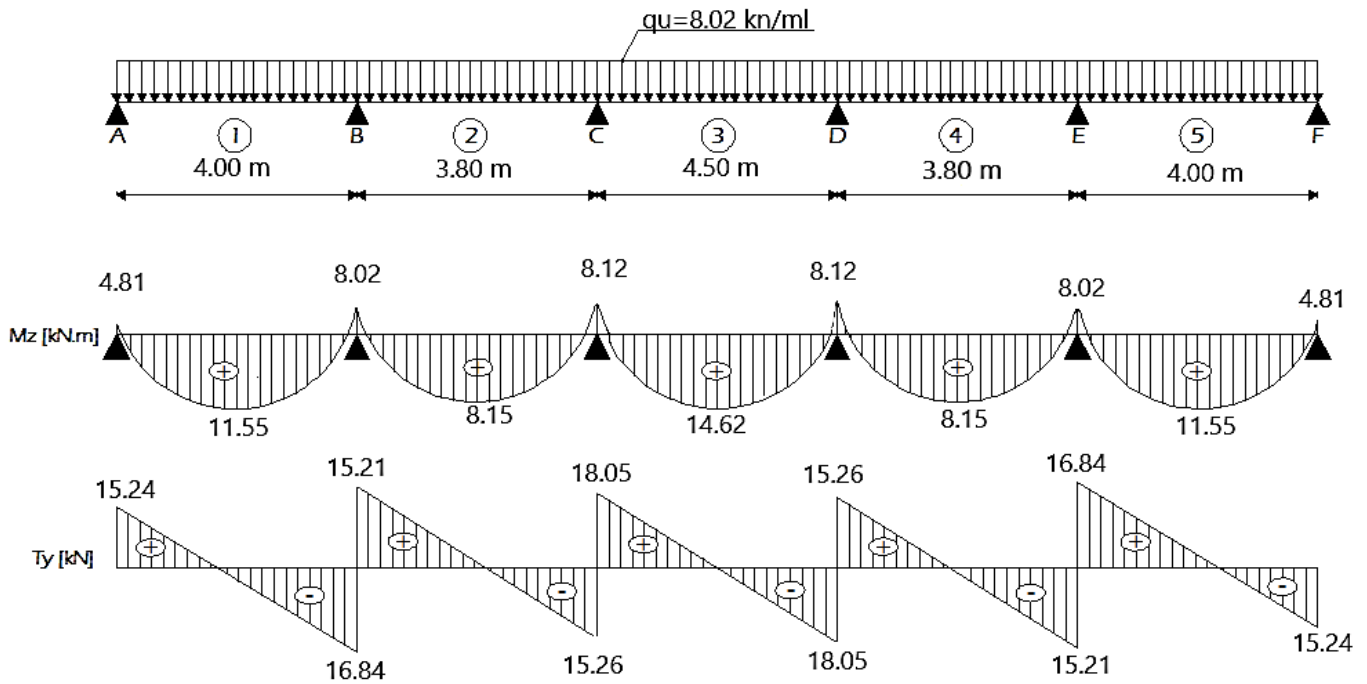


Figure III-27: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

2<sup>eme</sup> types :

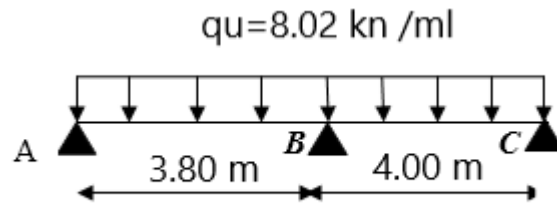


Figure III.28 : Schéma statique de la poutrelle

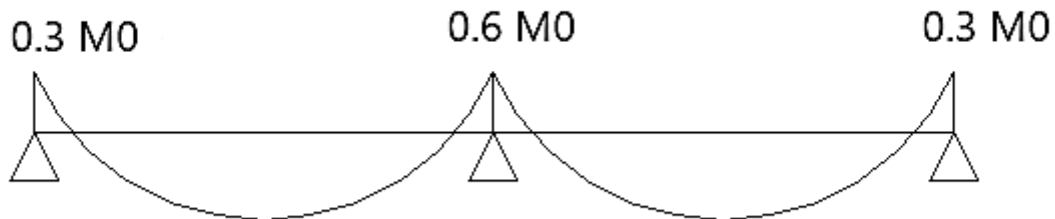


Figure III-29 : Diagramme des moments.

➤ à l'ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.01 \text{ kN/ml}$

Calcul du rapport de charge  $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.275}{2.275 + 3.406} = 0.4 \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2.28}{2.28 + 3.41} = 0.40$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha = 1.12. \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.66 \text{ (Travée de rive)}. \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.56 \text{ (Travée intermédiaire)}. \end{array} \right.$$

1)-Calcul de moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{8.02 \times 3.8^2}{8} = 14.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{8.02 \times 4^2}{8} = 16.04 \text{ KN.m}$$

2)-Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 14.48 = 4.34 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max (M_{01}, M_{02}) = 0.6 \times 16.04 = 9.61 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.3 \max M_{02} = 0.3 \times 16.04 = 4.81 \text{ KN.m}$$

3)-Calcul des moments en travées :

• Etude de la travée AB :

$$* M_{t(A-B)} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha \\ 1.05 \end{array} \right\} M_{01} \Rightarrow M_{t(A-B)} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha \\ 1.05 \end{array} \right\} M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{t(A-B)} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.12 \\ 1.05 \end{array} \right\} \times 14.48 - \frac{4.34 + 9.61}{2}$$

$$M_{t(A-B)} \geq 9.24 \text{ kN.m}$$

$$* M_{t(A-B)} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} \rightarrow M_{t(A-B)} \geq 0.66 \times 14.48 = 9.56 \text{ kN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{t(A-B)} = 9.56 \text{ kN.m}$$

- Etude de la travée (B-C) :

$$* M_{t(B-C)} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max \left\{ \frac{1 + 0,3\alpha}{1,05} \right\} M_{02} \rightarrow M_{t(B-C)} \geq \max \left\{ \frac{1 + 0,3\alpha}{1,05} \right\} M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{t(B-C)} \geq \max \left\{ \frac{1,12}{1,05} \right\} \times 16.04 - \frac{9.61 + 4.81}{2}$$

$$M_{t(B-C)} \geq 10.75 \text{ kN.m}$$

$$* M_{t(B-C)} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \rightarrow M_{t(B-C)} \geq 0,66 \times 16.04 = 10.58 \text{ kN.m}$$

On prend :  $M_{t(B-C)} = 10.75 \text{ kN.m}$

#### 4)- Calcul des efforts tranchant :

- Etude de la travée (A-B) :

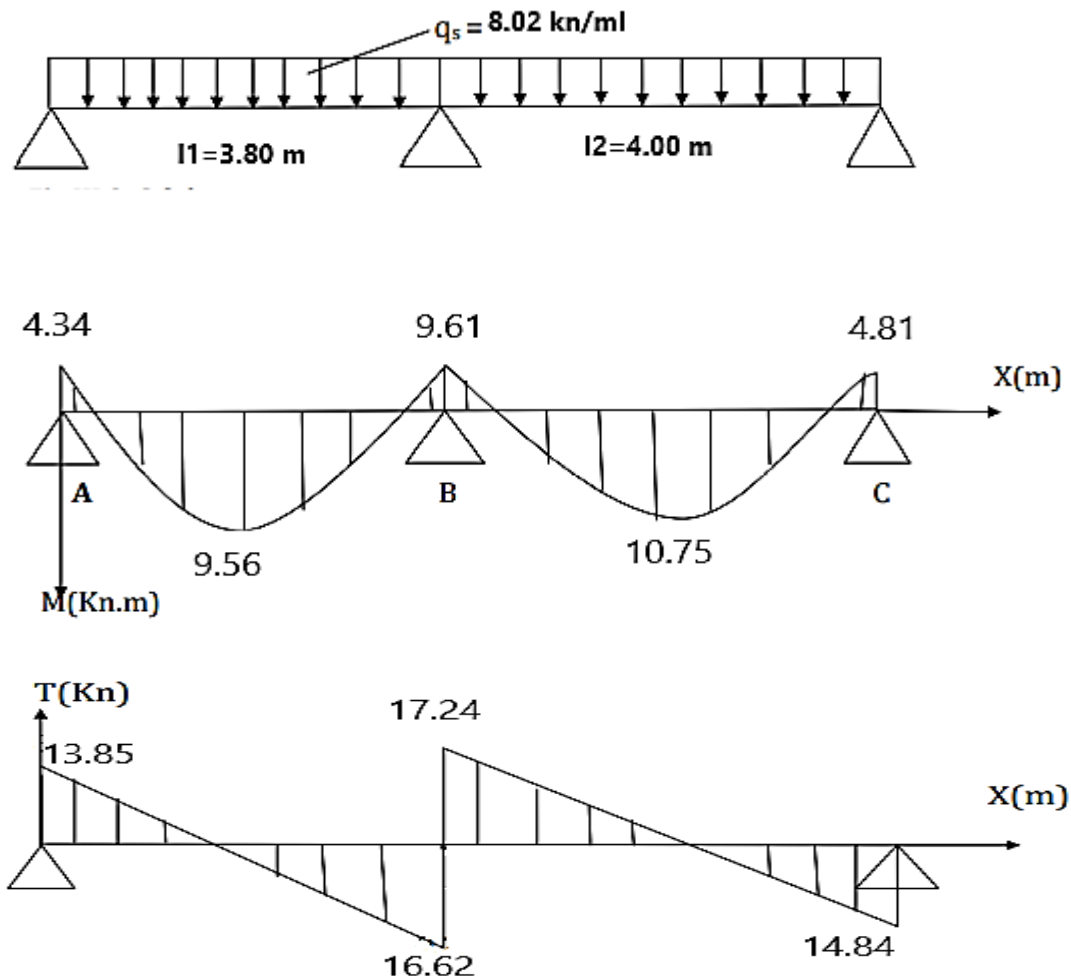
$$V_A = \frac{q_u \times l_{(A-B)}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{(A-B)}} = \frac{8.02 \times 3.8}{2} + \frac{(-9.61) - (-4.34)}{3.8} = 13.85 \text{ kN}$$

$$V_B = -\frac{q_u \times l_{(A-B)}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{(A-B)}} = -\frac{8.02 \times 3.8}{2} + \frac{(-9.61) - (-4.34)}{3.8} = -16.62 \text{ kN}$$

- Etude de la travée (B-C) :

$$V_B = \frac{q_u \times l_{(B-C)}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{(B-C)}} = \frac{8.02 \times 4}{2} + \frac{(-4.81) - (-9.61)}{4} = 17.24 \text{ kN}$$

$$V_C = -\frac{q_u \times l_{(B-C)}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{(B-C)}} = -\frac{8.02 \times 4}{2} + \frac{(-4.81) - (-9.61)}{4} = -14.84 \text{ kN}$$



**Figure III-30** : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU (2<sup>ème</sup> type).

**REMARQUE** : Après avoir fait le calcul des 2 cas on a trouvé que le cas le plus défavorable est celui du premier cas, On ignore le deuxième.

### III-5-6 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée et le calcul sera vérifier à l'ELS.

#### En travée :

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en T (figure III-2-11), on considérant le moment maximum  $M_t^{\max} = 14.62$  kN.m  $\rightarrow M_u = 14.62$  kN.m

**Le moment équilibré par la table :**

$$M_{\text{tab}} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - 0,5h_0)$$

$$M_{\text{tab}} = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{\text{tab}} = 59,072 \text{ kN.m} > M_u = 14,62 \text{ kN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, On aura à calculer une section rectangulaire (65×20)

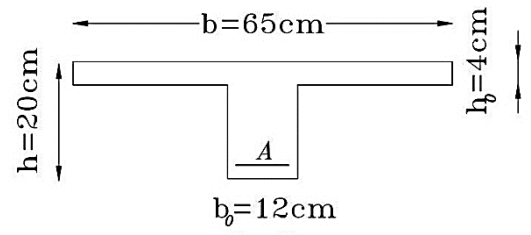


Figure III-31: Section triangulaire de la poutrelle

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14,62 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,048 < 0,392 \rightarrow \text{section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14,62 \times 10^6}{0,975 \times 180 \times 348} = 2,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3 \cdot 39 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}12$$

**Sur appuis :**

$$M_a = 8,12 \text{ kN.m}$$

Sur appuis, On a des moments négatifs, donc les fibres de la table de compression sont tendues, comme le béton ne travaille pas à la traction, donc on néglige les débords de la table et on aura une section rectangulaire de dimension (b<sub>0</sub> x h) tel que: b<sub>0</sub> = 12 cm et d = 18 cm.

$$\mu_b = \frac{M_a}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,12 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,147 < 0,186 \rightarrow \text{section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,147 \rightarrow \beta = 0,920$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8,12 \times 10^6}{0,920 \times 180 \times 348} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2 \cdot 26 \text{ cm}^2 = 2\text{HA}12$$

**A)-Armature transversales : (BAEL 91 modifié 99 art A.7.21) :**

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\phi \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{\text{max}} \right)$$

$$\phi \leq \min \left( \frac{20}{35} ; \frac{10}{10} ; 1 \right) = \min (0,57 ; 1 ; 1) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi = 8 \text{ mm}$ .

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de  $2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$ .

**B)-Espacement des armatures :**

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

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

**III-5-7 Vérification à l'ELU :****1-Condition de non fragilité :**

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

$A_a > A_{min} \rightarrow$  condition vérifiée.

$A_t > A_{min} \rightarrow$  condition vérifiée.

**2-Vérification au cisaillement: (BAEL 91 modifiée 99 art A.5.1.1)**

$$V_u^{max} = 10.841 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{18.05 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,84 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  condition est vérifiée (Fissuration peu nuisible).

**3-Vérification de la contrainte d'adhérence:**

La contrainte d'adhérence,  $\tau_{se}$  pour l'entraînement des barres est :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} ;$$

Avec :

$\psi_s$  : coefficient de scellement.

$\psi_s = 1,5$  pour les aciers HA.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 12 \times 3,14 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.05 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 0,98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

**4-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91 modifiée 99 art A.5.313):****Sur le béton :**

$$V_u < \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ kN}$$

$V_u = 18,05 \text{ kN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ kN} \rightarrow$  condition est vérifiée

**Sur l'acier :**

$$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H)$$

$$H = \frac{M_a \text{ max}}{0,9 \times d} = \frac{-8,12}{0,9 \times 0,18} = -50,12 \text{ kN}$$

$$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{40} (18,05 - 50,12) = -0,92 \text{ cm}^2 < 0$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**5-Ancrages des barres :**

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

Avec :

$\tau_{su}$ : Contrainte d'adhérence  $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement  $\Psi_s = 1.5$  pour HA

$$L_s = \frac{400 \times 0.8}{4 \times 2.835} = 28.218 \text{ cm.}$$

Forfaitairement :

$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$  nous prendrons :  $L_s = 50 \text{ cm}$ .

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0.4 \times L_s$  pour les aciers H.A.

$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$  ; nous adopterons des crochets à  $45^\circ$  avec une longueur  $L_c = 20 \text{ cm}$ .

**III-5-8 Vérifications à l'ELS :**

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $q_s/q_u$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.02 \text{ kN/ml} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 5.69 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{5.69}{8.02} = 0.709$$

Moments max en travées et aux appuis sont:

$$M_{tr}^{\max} = 14.62 \times 0.709 = 10.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap}^{\max} = 8.12 \times 0.709 = 5.75 \text{ KN.m}$$

**III-5-9 Etat limite de la compression du béton :****En travée :**

Selon l'article (A.4.5.2 du BAEL91, modifié 99), nous vérifierons que dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est :  $A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

$$- \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$- \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$- \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.569$$

Des abaques et pour une valeur de  $\rho_1 = 1.569$  ;  $\beta_1 = 0.837$  ;  $K_1 = 25.65$ .

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{10.36 \times 10^6}{0.837 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 202.648 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{202.84}{25.65} = 7.90 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée

### Aux appuis :

Selon l'article (A.4.5.2 du BAEL91, modifié 99), nous vérifierons que dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est :  $A_{st} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

$$-\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$-\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$-\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.04$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho_1 = 1.04$ ;  $\beta_1 = 0.8584$  ;  $K_1 = 20.31$

### Donc :

$$-\sigma_{st} = \frac{5.75 \times 10^6}{0.8584 \times 180 \times 2.26 \cdot 10^2} = 164.66 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{164.66}{20.31} = 8.10 \text{ MPa}$$

$-\sigma_{bc} = 8.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

### III-5-10 Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entre vous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \end{array} \right.$$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b<sub>0</sub> : largeur de la nervure

$M_0$  : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

$M_t$  : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{425} = 0,047 \leq \frac{10.36}{15 \times 14.40} = 0,047 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015 < \frac{3,6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0,009 \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{300} = 0,047 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Donc** : les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

**III-5-11 Calcul de la flèche : (Art B.6.5, 2 BAEL 91 modifier 99 :**

Il faut vérifier que :  $f_v = \frac{M_s.l^2}{10.E_v.I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm.}$

**Avec :**

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différée;  $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$   
 $E_v = 10818,865 \text{ MPa}$

$I_{fv}$  : inertie fissuré de la section pour les charges de longue durée.

$I_{fv}$  est donné par la formule suivante :  $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$

$I_0$  : moment d'inertie totale de la section homogène

$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}} ; 0 \right)$

$\rho$  : Est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure :  $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \times \rho}$

• **Calcul des paramètres :**

➤ **La position de l'axe neutre :**

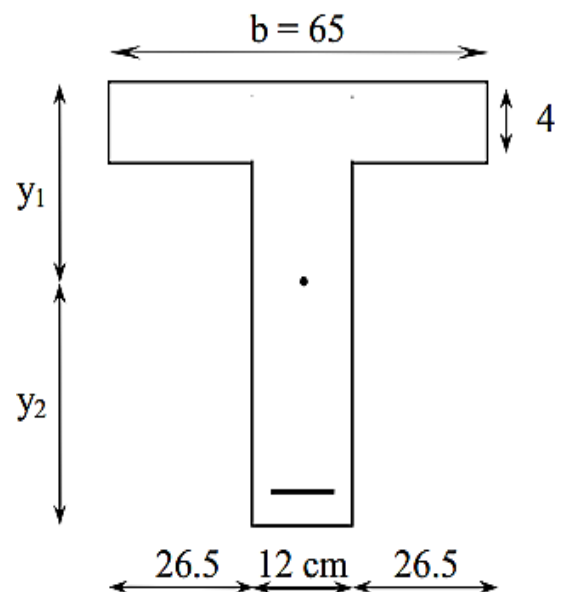
$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65-12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3.39 \times 18)$$

$$= 3739.3 \text{ cm}^3$$

$B_0 = (b_0 \times h) + (b-b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$

$B_0 = (12 \times 20) + (65-12) \times 4 + (15 \times 3.39) = 502.85 \text{ cm}^2$



$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b-b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b-b_0) \times h_0 \times (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 \times A_{st} \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.44^3 + 12.56^3) + (65-12) \times \frac{4^3}{12} + (65-12) \times 4 \times (7.44 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 3.39 \times (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21207.79 \text{ cm}^4.$$

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0156 \quad \mapsto \beta = 0.9782$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.36 \times 10^6}{0.9782 \times 180 \times 339} = 173.56 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0156 \times 173.56 + 2.1} ; 0 \right) = 0.284$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.0156} = 1.054$$

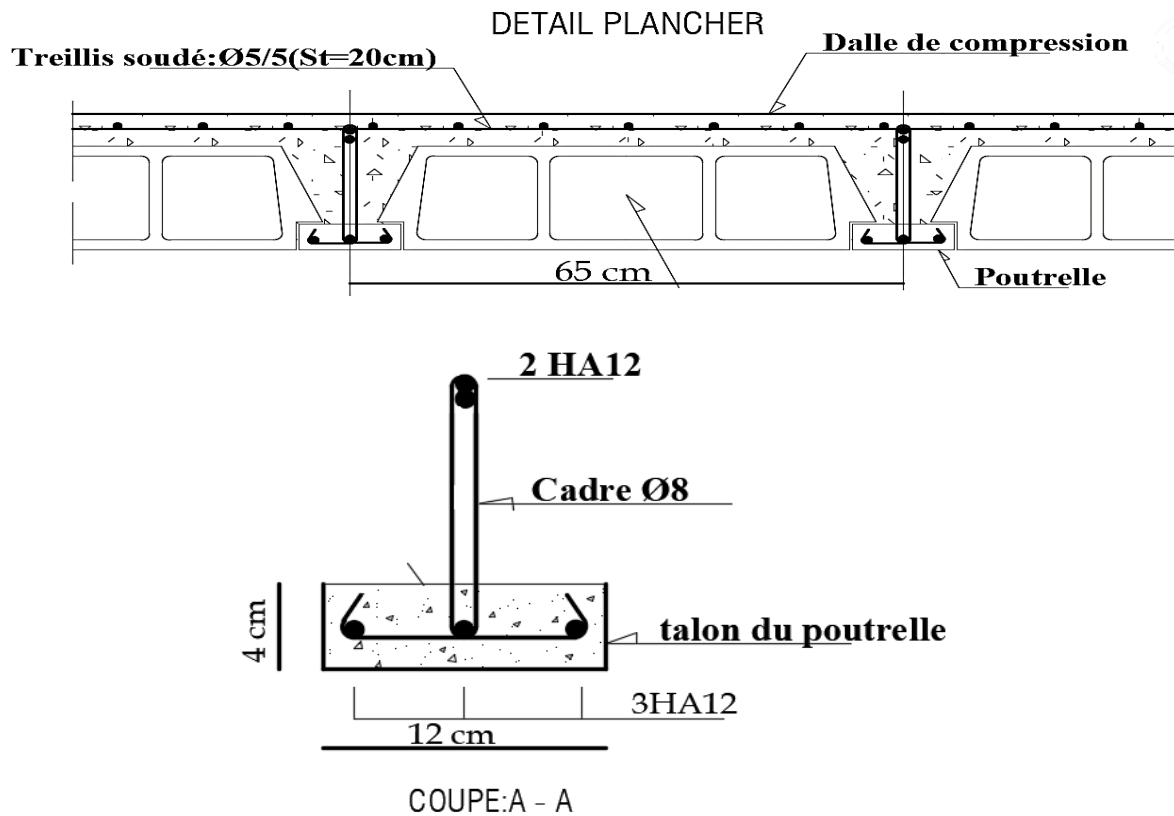
$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 21207.79}{1 + 0.4 \times 1.054 \times 0.284} = 21834.0201 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{10.36 \times 10^3 \times (450)^2}{10 \times 1081886 \times 21834.0201} = 0.88 \text{ cm} < 0.9 \text{ cm. La flèche est vérifiée.}$$

**CONCLUSION :**

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion ; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

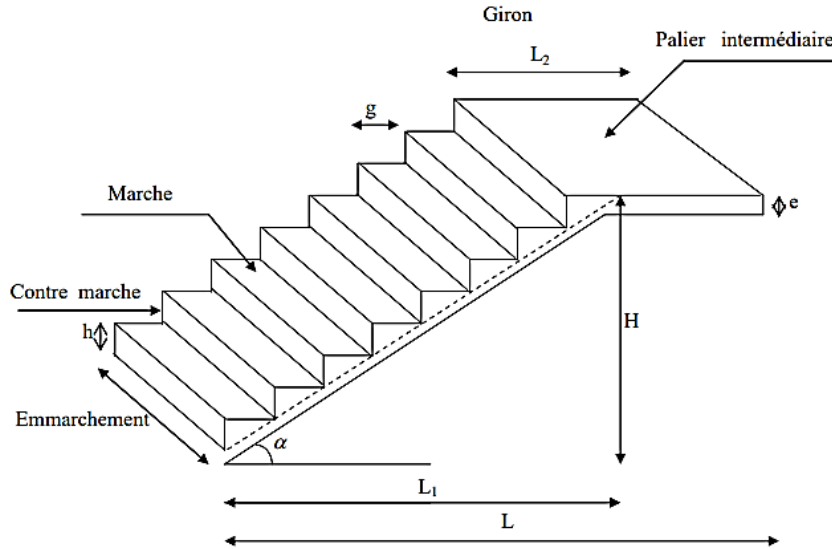
- ❖ Armatures longitudinales :
  - En travée :  $3\text{HA}12 = 3.39\text{cm}^2$ .
  - Aux appuis :  $2\text{HA}12 = 2.26\text{cm}^2$ .
- ❖ Les armatures transversales :
  - Etrier :  $2\text{HA}8 = 1.01\text{cm}^2$



**Figure III-32 : Ferrailage du plancher**

**III-6) ESCALIER :****III-6-1 Définition :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.



**Figure III-33:** Constituant d'un escalier.

$h$  : Hauteur de la contre marche.

$g$  : Longueur de la marche.

$H$  : Hauteur de la volée.

$L_1$  : Longueur de la volée.

**III-6-2 Dimensionnement :**➤ **escalier d entre sol:**

Le dimensionnement des marches, contre marches et le nombre de marches se fait généralement en fonction de la loi de BLANDEL qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

**a) Hauteur des contre marches**

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

$$h = \frac{187}{11} = 17 \text{ cm. Donc : } h = 17 \text{ cm}$$

**b) Nombre de contre marches :**

$$n = H/h = 187/17 = 11$$

$$n = 11 \text{ contre marches.}$$

**c) Nombre de marche :**

Le nombre de marche pris égale à  $m = n - 1 = 11 - 1 = 10$  marches.

**d) calcul du giron :**

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{300}{10} = 30 \text{ cm } g = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$60 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm.}$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.} \longrightarrow \text{La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.}$$

**e) Dimensionnement de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

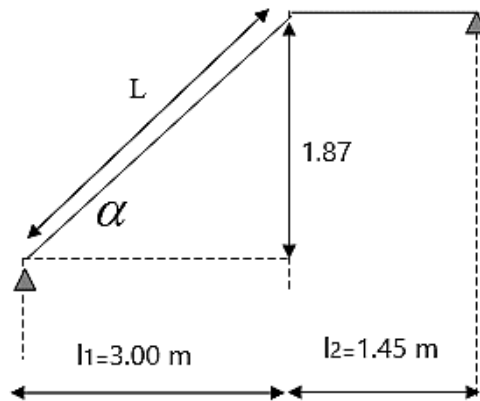
$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

Où  $L_0$  est la longueur réelle de la paillasse et des paliers (entre appuis).

**Remarque :**

La structure comporte deux types d'escalier :

- Premier type (volée-palier) :



**Figure III-34:** Schéma du 1<sup>er</sup> type d'escalier.

**f) Calcul de  $L_0$  (Longueur de la paillasse projetée) :**

**Angle d'inclinaison :**

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{1.87}{3.00} = 0.623 \Rightarrow \alpha = 31.92^\circ$$

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{3}{\cos 31.92} = 3.53 \text{ m}$$

**Longueur réelle de la paillasse:**

$$L_0 = L + L_1 = 3.53 + 1.45 = 4.98 \text{ m.}$$

$$\frac{498}{30} \leq ep \leq \frac{498}{20} \rightarrow 16.6 \text{ cm} \leq ep \leq 24.9 \text{ cm} \rightarrow ep = 20 \text{ cm}$$

- 2<sup>ème</sup> type (palier – volée – palier)

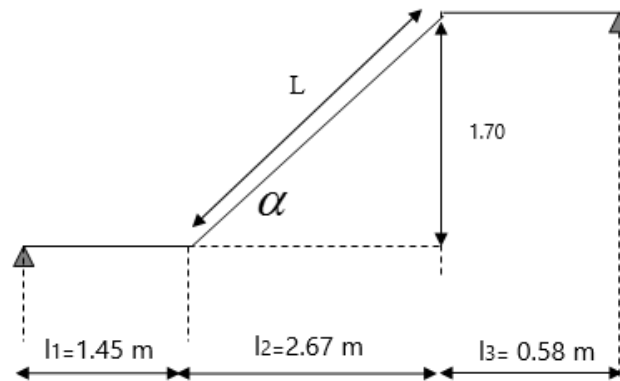


Figure III-35 Schéma du 2<sup>ème</sup> type d'escalier.

d) Calcul de L0 (Longueur de la paillese projetée) :

Angle d'inclinaison :

$$\operatorname{Tg}(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{1.70}{2.67} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.48^\circ$$

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{0.58}{0.23} = 2.52 \text{ m}$$

Longueur réelle de la paillese:

$$L_0 = L + L_1 + L_3 = 2.52 + 1.67 + 1.45 = 5.64 \text{ m}$$

$$\frac{564}{30} \leq ep \leq \frac{564}{20} \rightarrow 18.8 \text{ cm} \leq ep \leq 28.2 \text{ cm} \rightarrow ep = 20 \text{ cm}$$

III-6-3 Détermination des charges et surcharges :

a) Charges permanente :

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m <sup>2</sup> )	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
1. Poids propre de la paillese	$\frac{1 \times 0.2}{\cos(32.48)}$	25	5.92
2. Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
3. Carrelage	0.02	20	0.40
4. Mortier de pose	0.02	20	0.40
5. Lit de sable	0.03	18	0.54
6. Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
7. Garde-corps	-	-	0.20
$\sum G_i = G_{\text{Volée}} =$			<b>9.785</b>

Tableau III.2: Détermination du poids propre du la volée.

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m <sup>2</sup> )	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
1. Poids propre du palier	0.20	25	5
2. Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
3. Mortier de pose	0.02	20	0.40
4. Lit de sable	0.03	18	0.54
5. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\sum G_i = G_{\text{palier}} =$			<b>6.54</b>

Tableau III.3 : Détermination du poids propre du palier.

## b) Surcharge d'exploitation :

D'après le DTR B.C. 2.2 [19], la charge d'exploitation pour un escalier est de :  
 $Q = 2,5 \text{ kN/ml}$ .

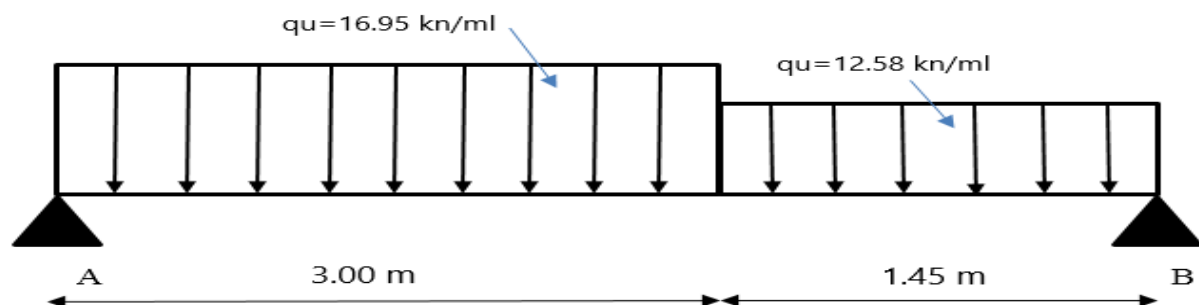
## III-6-4 Calcul des efforts internes :

## ➤ Combinaisons de charges :

	E.L.U	E.L.S
	$1.35 G + 1,5 Q$	$G + Q$
Paillasse	16.95	12.28
Palier	12.58	9.04

Tableau III-4: Calcul des sollicitations.

## III-6-5 Calcul à l'ELU :

1<sup>er</sup> type :Figure III-36: Schéma statique de calcul du 1<sup>er</sup> type d'escalier à l'ELU.

## 1) Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 16.95 (3) + 12.58 (1.45) \Rightarrow R_A + R_B = 69.09 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 4.45R_B - 16.95 \times (3) \cdot (3/2) - 12.58 \times (1.45) \times (1.45/2 + 3) \Rightarrow R_B = 32.41 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } R_A = 69.09 - 32.41 = 36.68 \text{ kN}$$

## Finalement

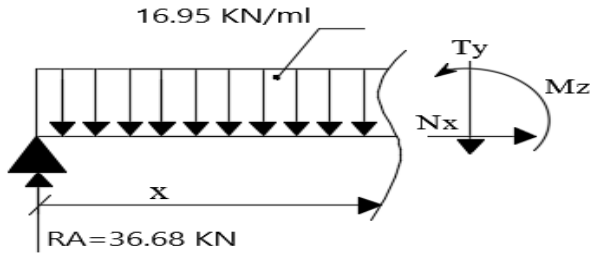
$$R_A = 36.68 \text{ kN}$$

$$R_B = 32.41 \text{ kN}$$

2) Calcul des efforts internes, moments fléchissant :

Calcul des efforts internes :

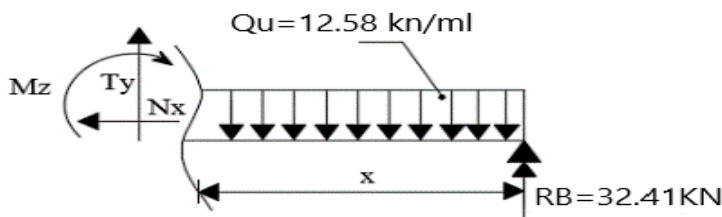
Tronçon 1:  $0 \leq X \leq 3m$



$$T(x) = -16.95x + 36.68$$

$$M(x) = -16.95 \left( \frac{x^2}{2} \right) + 36.68x$$

Tronçon 2 :  $0 \leq x \leq 1.45$



$$T(x) = 12.58x - 32.41$$

$$M(x) = -12.58 \left( \frac{x^2}{2} \right) + 32.41x$$

Tronçons	X(m)	T (kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 3$	0	36.68	0
	3	-14.17	33.77
$0 \leq x \leq 1.45$	0	-32.41	0
	1.45	-14.17	33.77

Tableau III-5 : Tableau récapitulatif des efforts.

3) Calcul du moment maximal  $Mz_{max}$  :

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

$$Ty = -16.95x + 36.68 = 0 \Rightarrow x = \frac{-36.68}{-16.95} = 2.16 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation

$$Mz = -16.95 \frac{x^2}{2} + 36.68x \longrightarrow Mz_{max} = 39.69 \text{ kN.m}$$

. En travée :  $M_t = 0,85 Mz_{max} = 33.74 \text{ kN.m}$ .

. Aux appuis :  $M_a = -0,3 Mz_{max} = -11.91 \text{ kN.m}$

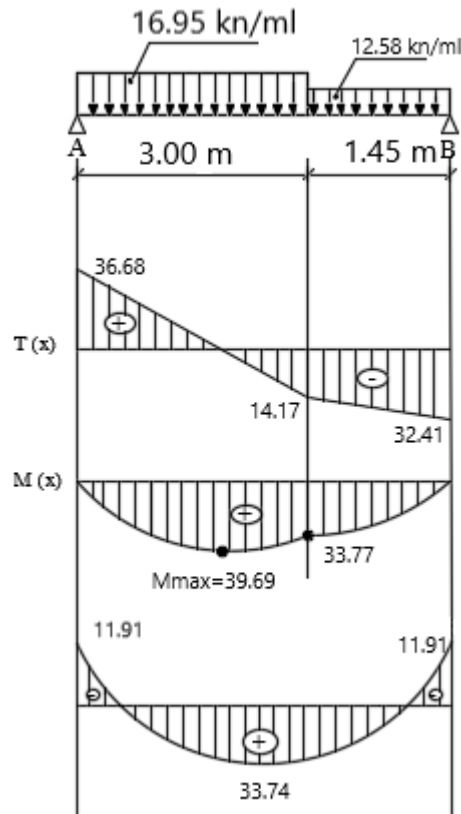


Figure III-37 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU. (1<sup>er</sup> type)

2<sup>ème</sup> type:

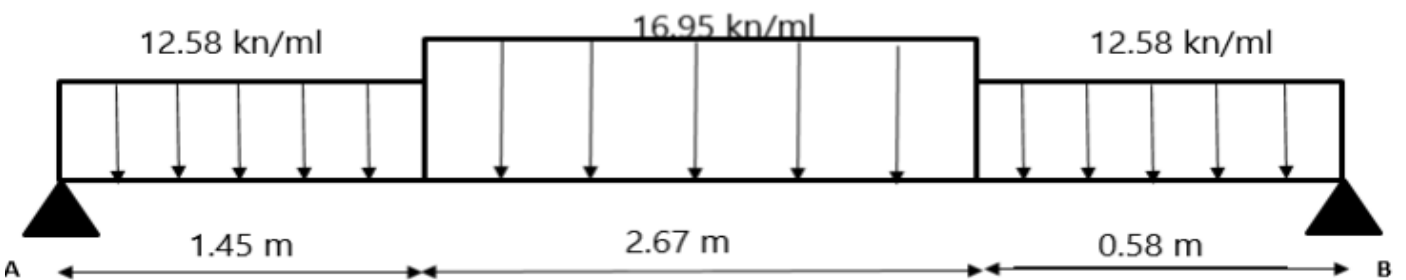


Figure III.38: Schéma statique de calcul du 2<sup>ème</sup> type d'escalier à l'ELU.

**4) Détermination des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F/y= 0 \rightarrow R_A + R_B = 12.58 \times (0.58 + 1.45) + 16.95 \times 2.67 = 70.79 \text{ Kn}$$

$$\cdot \Sigma M/A = 0 \Rightarrow 4.7R_B - 12.58 \times (1.45^2/2) - 12.58 \times (0.58) \times (0.58/2 + 2.67 + 1.45) - 16.95 \times 2.67 \times (2.67/2 + 1.45) \\ \Rightarrow R_B = 36.48 \text{ kN.}$$

$$D'où : R_A = 70.79 - 36.48 = 34.31 \text{ kN.}$$

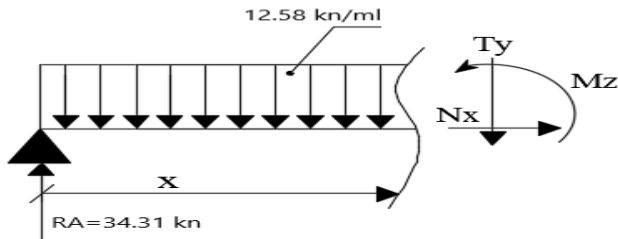
**Finalement**

$$R_A = 34.31 \text{ kN.}$$

$$R_B = 36.48 \text{ kN.}$$

5) Calcul des efforts internes, moments fléchissant :

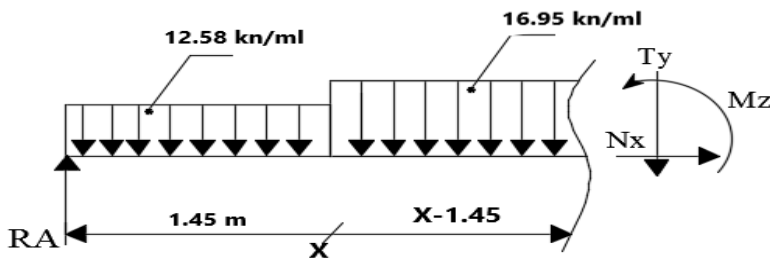
Tronçon 1 :  $0 \leq X \leq 1.45$



$$T(x) = -12.58x + 34.31$$

$$M(x) = -12.58 \left( \frac{x^2}{2} \right) + 34.31x$$

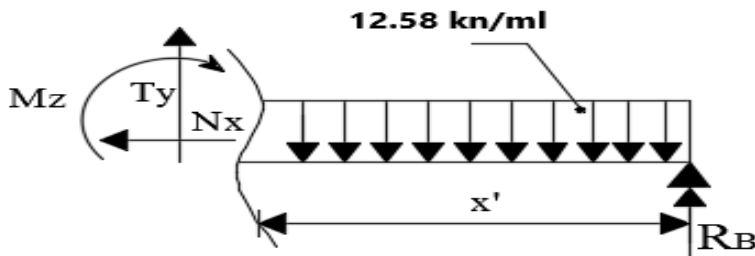
Tronçon 2 :  $1.45 \leq x \leq 4.12$



$$T(x) = -16.95x + 40.65$$

$$M(x) = -16.95 \times \frac{(x-1.45)^2}{2} + 16.07x + 13.224$$

Tronçon 3 :  $0 \leq x \leq 0.58$



$$T(x) = 12.58x - 36.48$$

$$M(x) = -12.58 \times \frac{x^2}{2} + 36.48x$$

Tronçons	X(m)	T (kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 1.45$	0	34.31	0
	1,45	16.07	36.52
$1,45 \leq x \leq 4.12$	1.45	16.07	36.52
	4.12	-29.18	19.04
$0 \leq x \leq 0.58$	0	-36.48	0
	0.58	-29.18	19.04

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des efforts.

### 6) Calcul du moment maximal $M_{z_{max}}$ :

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

$$Ty = -16.95x + 40.65 = 0 \Rightarrow x = \frac{40.65}{16.95} = 2.4\text{m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation  $M(x) = -16.95 \times \frac{(x-1.45)^2}{2} + 16.07x + 13.224$

$$M_{z_{max}} = 44.14\text{KN.m}$$

. **En travée** :  $M_t = 0,85M_{z_{max}} = 37.52\text{kN.m}$ .

. **Aux appuis** :  $M_a = -0,3M_{z_{max}} = -13.24\text{kN.m}$ .

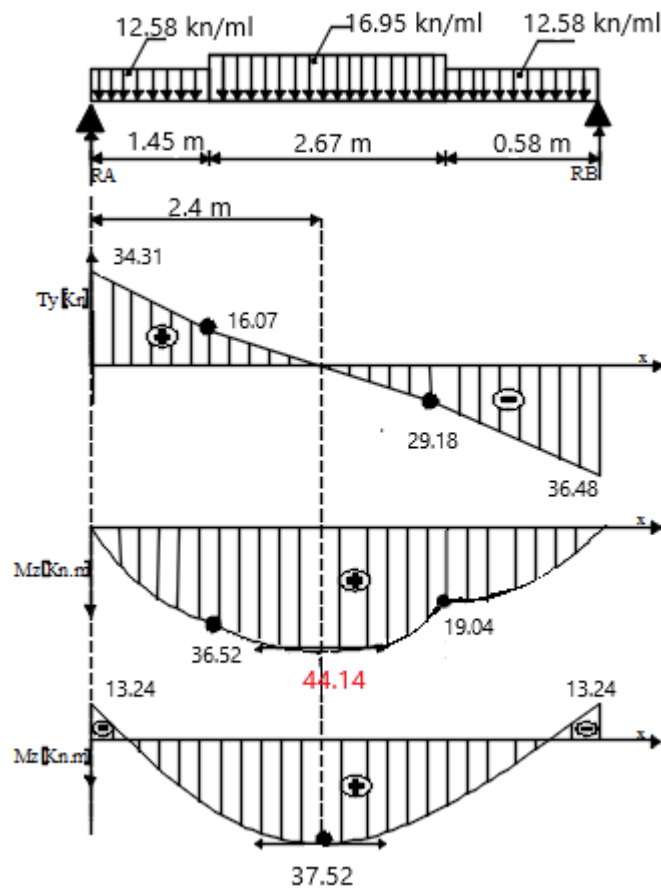


Figure III.39 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

## 7) Calcul des armatures :

## a)- Armatures principales :

**En travée :**

$$M_u^t = 37.52 \text{ kN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} = \frac{0.85}{1 \times 1.5} \times 25 = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{37.52 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.082 \leq 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.082 \rightarrow \beta = 0.957$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{37.52 \times 10^3}{0.957 \times 18 \times 348} = 6.26 \text{ cm}^2$$

Soit: **5HA 14**  $\rightarrow (A_t = 7.7 \text{ cm}^2)$  Avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**Aux appuis :**

$$M_u^a = 13.24 \text{ kN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{13.24 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.028 \leq 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13.24 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 2.14 \text{ cm}^2$$

Soit: **5HA 14** ( $A_t = 7.7 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

## b)-Armatures de répartition :

**Aux travées :**

$A_r = 1/4 A_{\text{adoptée}} = 1/4 (7.7) = 1.925 \text{ cm}^2$ . Soit : **5HA 10** =  $3.93 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**Aux appuis**

$A_r = 1/4 A_{\text{adoptée}} = 1/4 (7.7) = 1.952 \text{ cm}^2$ . Soit : **5HA 10** =  $3.93 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**III-6-6 Vérifications à l'ELU :**

## a) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art. A.4.2.1) [14]

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23(100) \times (18) \frac{2,1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2.$$

**En travée :**  $A_t = 7.7 \text{ cm}^2 > 2.173 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

**Aux appuis :**  $A_a = 7.7 \text{ cm}^2 > 2.173 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

## b) Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art. 5.1, 211) [14] :

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

$$\tau = \frac{V_{1 \max}}{b \cdot d} = \frac{36.68 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0.204 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}. \text{ La condition est vérifiée.}$$

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

**c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3) [14] :**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

**Où :** $\Psi_s$  : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier) $\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).**Donc :**

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

**Où :** $\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres ( $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi$ ) $\sum \mu_i = 5 \times 3, 14 \times 14 = 219.8$  mm.

$$\tau_{se} = \frac{36.68 \cdot 10^3}{0,9 \times 180 \times 219.8} = 1.03 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**d) Influence de l'effort tranchant :****➤ Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1, 312) [14] :**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 36.68 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 1.054 \text{ cm}^2$$

 $A_{st \text{ adopté}} = 4.71 \text{ cm}^2 > 1.054 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.**e) Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221) [14] :**Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25$  MPA, la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :  $l_s = 35\varphi$ . Pour les HA 10 :  $l_s = 35 \times 1.0 = 35$  cm.. Pour les HA 14 :  $l_s = 35 \times 1.4 = 49$  cm. $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0,4L_s$ . Pour les HA 10 :  $L_c = 0,4 \times 35 = 14$  cm.. Pour les HA 14 :  $L_c = 0,4 \times 49 = 19.6$  cm.. Finalement : La longueur  $L_c = 20$  cm**f) Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42) [14]**

Pour des charges réparties seulement :

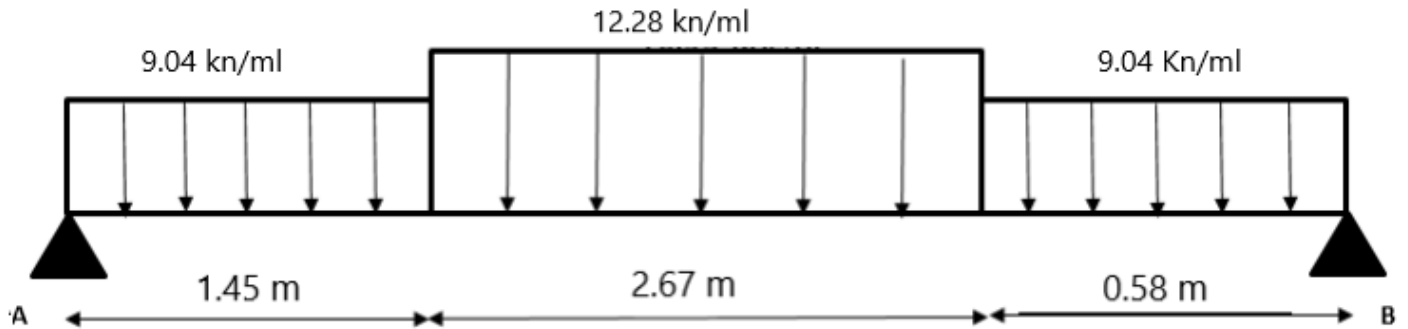
. Armatures principales en travée :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.. Armatures principales aux appuis :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.. Armatures de répartition :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ . La condition est vérifiée.

**III-6-7 Calcul à l'ELS :****1)- Combinaisons des charges :****Paillasse :**

$$q_{s_{pai}} = 12.28 \text{ kn/ml}$$

**Palier :**

$$q_{s_{pal}} = 9.04 \text{ kn/ml}$$

**Fig.III-40 :** Schéma statique de l'escalier à l'ELS.**2)- Détermination des réactions d'appuis**

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 9.04 \times (0.58 + 1.45) + 12.28 \times 2.67 = 51.14 \text{ Kn.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow 4.7R_B - 9.04 \times (1.45^2/2) - 9.04 \times (0.58) \times (0.58/2 + 2.67 + 1.45) - 12.28 \times 2.67 \times (2.67/2 + 1.45) \\ \Rightarrow R_B = 26.37 \text{ kN.}$$

$$\text{D'où : } R_A = 51.14 - 26.37 = 24.77 \text{ kN.}$$

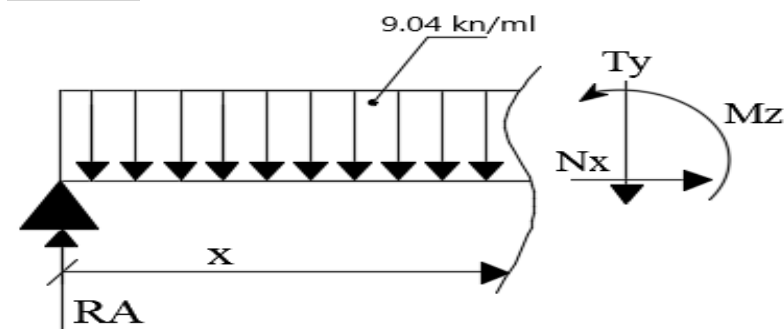
**Finalement :**

$$R_A = 24.77 \text{ kN.}$$

$$R_B = 26.37 \text{ kN}$$

**3)- Calcul des efforts internes :**

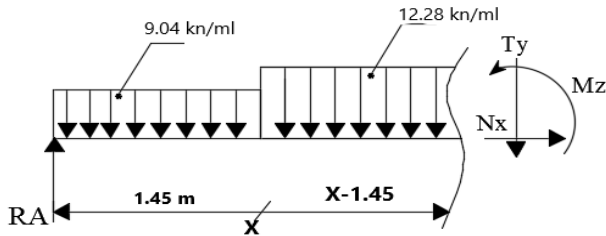
Tronçon 1:  $0 \leq X \leq 1.45$



$$T(x) = -9.04x + 24.77$$

$$M(x) = -9.04 \left( \frac{x^2}{2} \right) + 24.77x$$

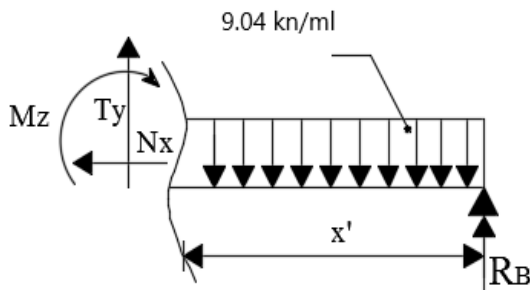
Tronçon 2 :  $1.45 \leq x \leq 4.12$



$$T(x) = -12.28x + 29.47$$

$$M(x) = -12.28 \frac{(x-1.45)^2}{2} + 11.66x + 9.5$$

Tronçon 3:  $0 \leq x \leq 0.58$



$$T(x) = 9.04x - 26.37$$

$$M(x) = -9.04 \frac{(x^2)}{2} + 26.3$$

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 1.45$	0	24.77	0
	1,45	11.66	26.41
$1.45 \leq x \leq 4.12$	1.45	11.66	26.41
	4.12	-21.12	13.77
$0 \leq x \leq 0.58$	0	-26.37	0
	0.58	-21.12	13.77

Tableau III.7: Tableau récapitulatif des efforts

4)- Calcul du moment maximal  $Mz_{max}$

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

$$Ty = 12.28x + 29.47 = 0 \Rightarrow x = \frac{29.47}{12.28} = 2.4 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation  $M(x) = -12.28 \frac{(x-1.45)^2}{2} + 11.66x + 9.5$ .

$$.Mz_{max} = 31.94 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

. **En travée :**  $M_t = 0,85M_{z_{max}} = 27.15 \text{ kN.m}$ .

. **Aux appuis :**  $M_a = -0,3M_{z_{max}} = -9.58 \text{ kNm}$ .

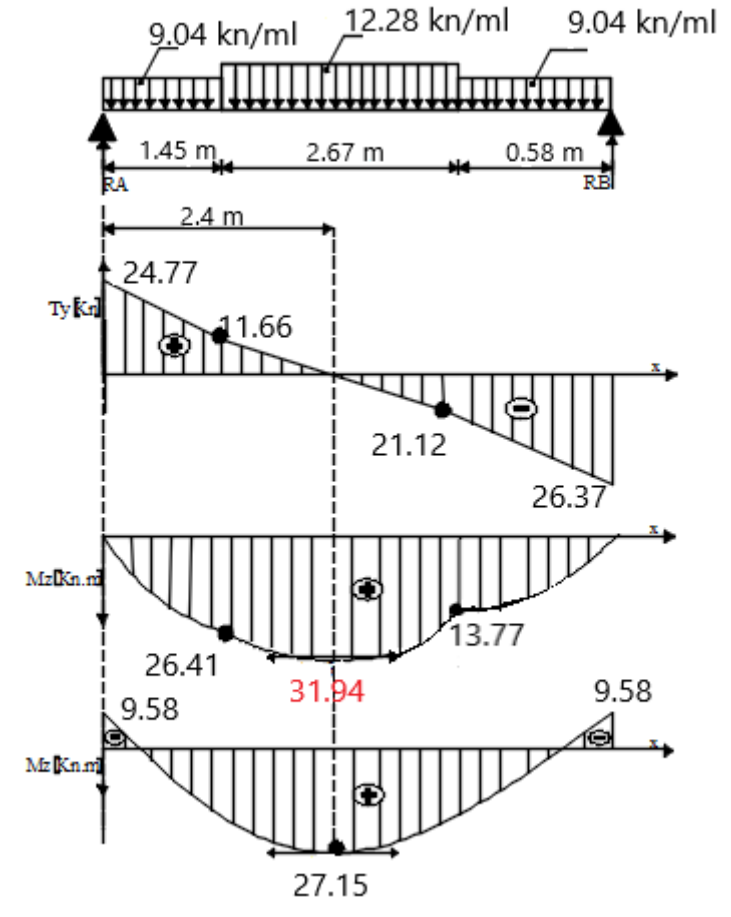


Figure III-41: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

### III-6-8 Vérifications à l'ELS :

#### 1) Etat limite de compression du béton :

**En travée :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.7}{100 \times 18} = 0.427 \text{ Des abaques et pour une valeur de } \rho = 0.427 : \beta_1 = 0.900 ; K_1 = 35$$

**Donc :**

$$\sigma_{st} = \frac{27.15 \cdot 10^6}{0.9 \times 180 \times 7.7 \cdot 10^2} = 217.65 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{217.65}{35} = 6.21 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée.

### Sur appuis :

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 18} = 0.218 \text{ .Des abaqes et pour une valeur de } \rho = 0.218 : \beta_1 = 0.925 ; K_1 = 51.67$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{9.58 \cdot 10^6}{0.925 \cdot 180 \times 3.93 \cdot 10^2} = 146.41 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{146.41}{51.67} = \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ . La condition est vérifiée.

### 2) Etat limite d'ouverture des fissures :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91) [14].

### 3) Etat limite de déformation (BAEL 91/ Art. B.6.5,1) [14] :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{405} = 0,049 < \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ (La condition n'est pas vérifiée.)}$$

$$\frac{h}{L} = 0.049 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{27.15}{10 \times 12,28 \times 5.64^2} = 0.0069. \text{ (La condition n'est pas vérifiée.)}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{7.7}{100 \times 18} = 0.0043 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105. \text{ (La condition est vérifiée.)}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est donc nécessaire pour les deux types d'escaliers.

### III-6-9 Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$$q_s = \max(q_v ; q_{pl}) = \max(12.28 ; 9.04) = 12.28 \text{ KN/ml}$$

$$E_v : \text{Module de déformation différée; } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$$

$$E_v = 10818,865 \text{ MPa}$$

$I_0$  : moment d'inertie totale de la section homogène

$S_{ix'x}$  : Moment statique par rapport à l'axe  $xx'$ , tel que :

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15.A.d = \frac{100 \cdot 20^2}{2} + 15 \times 7.7 \times 18 = 22079 \text{ cm}^3.$$

$$B_0 = B + n.A = b.h + n.A = 100 \times 20 + 15 \times 7.7 = 2115.5 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{22079}{2155.5} = 10.43 \Rightarrow V_2 = 20 - 10.43 = 9.57 \text{ cm.}$$

**Donc:**

$$I_0 = \frac{100}{3} [(10.43)^3 + (9.57)^3] + 15(9.57-2)^2 \times 7.7 = 86995.87 \text{ cm}^4.$$

**Au final :**

$$f_v = \frac{5 \times 12.28 \times (4.05)^4 \times 10^3}{384 \times 1081886 \times 86995.87 \times (10)^{-2}} = 0.45 \text{ cm} < \frac{405}{500} = 0.81 \text{ cm. La flèche est vérifiée.}$$

### CONCLUSION :

L'escalier sera ferrillé comme suit :

- **En travée :**

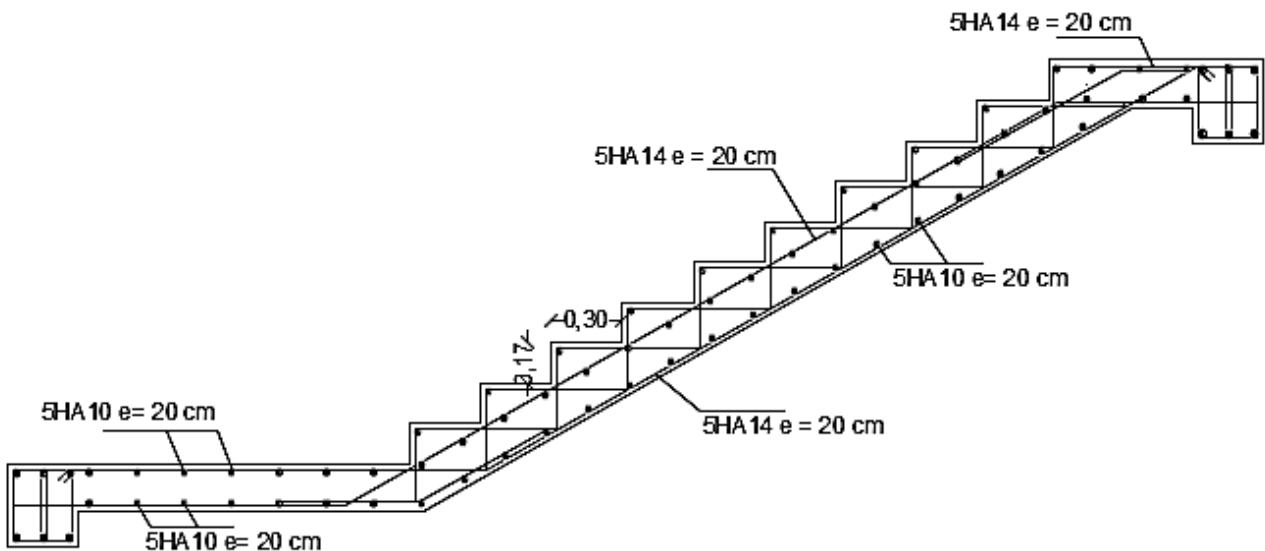
Armatures principale : **5HA14** ; espacement = 20 cm

Armatures de répartition : **5HA10** ; espacement = 20 cm

- **Aux appuis :**

Armatures principale : **5HA14** ; espacement = 20 cm

Armatures de répartition : **5HA10** ; espacement = 20 cm



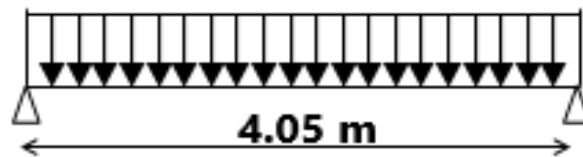
**Figure III.42 :** ferrillage des escaliers

### III-7) Poutre palière :

#### III- 7-1-Introduction :

La poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastree à ses deux extrémités dans les poteaux sa portée max est de 4.05 m, On choisit la poutre palière de l'entresol et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

#### III-7-2-Pré dimensionnement :



$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \Rightarrow 27 \text{ cm} \leq h \leq 40.5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences de l'RPA Nous prenons :  $h = 35 \text{ cm}$

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous prenons :  $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 25 > 20 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ 35 > 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{35}{30} = 1.16 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

#### III-7 -3-Détermination des charges surcharges :

Charge supportée par la poutre :

- Poids propre de la poutre :  $G = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$
- Réaction du palier ELU :  $R_u = 34.31 \text{ KN}$
- Réaction de la paillasse sur la poutre ELS :  $R_s = 24.77 \text{ KN}$

#### III-7-4- Calcul à L'ELU :

- **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1,35 \cdot G_{pp} + \frac{2 \cdot T_u}{L} = 1,35 \times 2.625 + \frac{2 \times 34.31}{4.05} = 20.48 \text{ kN/ml}$$

- **Les réactions d' appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{20.48 \times 4.05}{2} = 41.47 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = 41.47 \text{ kN}$$

- **Moment fléchissant :**

$$0 \text{ m} \leq x \leq 4.05 \text{ m} :$$

$$M_0 = M_{\max}(x) = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{20.48 \times (4.05^2)}{8} = 41.99 \text{ kN.m}$$

- **Effort tranchant :**

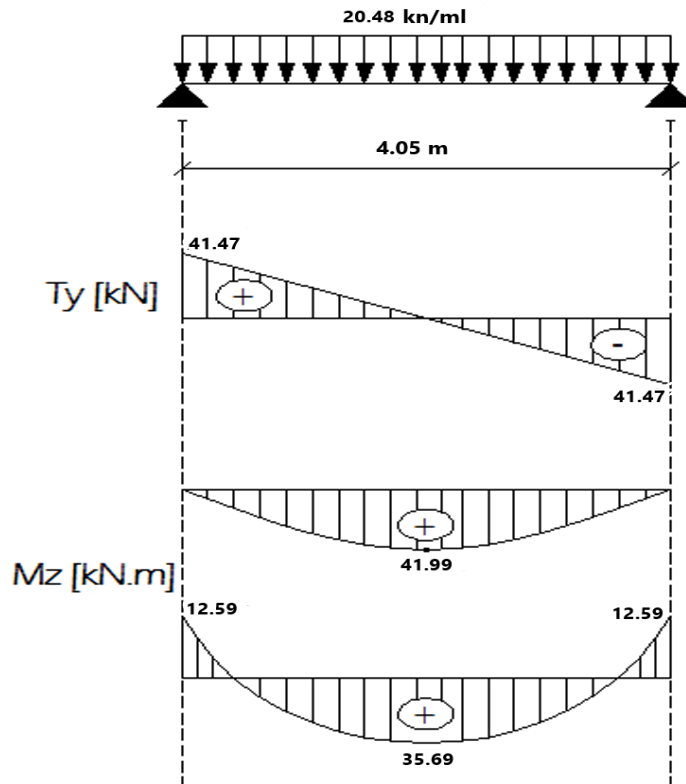
$$T(x) = \frac{q_u l}{2} = \frac{20.48 \times 4.05}{2} = 41.47 \text{ kN}$$

- **En tenant compte de semi-encastrement :**

$$M_A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 41.99 = -12.59 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 41.99 = 35.69 \text{ kN.m}$$

- **Diagramme des efforts internes à L'ELU :**



**Fig.III.43:** Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

### III-7-5-Ferraillage de la poutre palière :

$h = 35 \text{ cm}$ ,  $b = 30 \text{ cm}$ ,  $d = 33 \text{ cm}$ ,  $c = 2 \text{ cm}$

- **Les armatures principales :**

**En appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.59 \times 10^6}{300 \times (330^2) \times 14,2} = 0,027 < 0,392$$

Pivot A donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires (section simplement armée)

$$\alpha = 0,03425 \rightarrow \beta = 0,9865$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.59 \times 10^2}{0,9865 \times 33 \times 34,8} = 1.11 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour :  $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

**En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{35.69 \times 10^6}{300 \times (330^2) \times 14,2} = 0,076 < 0,392$$

Pivot A donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires (section simplement armée)  
 $\rightarrow \beta = 0,960$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{35.69 \times 10^2}{0,960 \times 33 \times 34,8} = 3.23 \text{ cm}^2 \text{ .Nous optons pour: } A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

**III-7-6-Vérification à L'ELU:**

a) **Condition non fragilité : (BAEL 91 modifiée 99 art A.4.2) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_a \rightarrow$  condition vérifiée

$A_{\min} < A_t \rightarrow$  condition vérifiée

b) **Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifiée 99 art A.5.211) :**

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{41,47}{30 \times 33} = 0,041 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

**1)-Influence sur les aciers: (BAEL 91 modifié Art A.5.1.32) :**

$$A_{\text{st adopté}} > A_{\text{st ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 41,47 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{st adoptée}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 1.19 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

**2)-Influence sur le béton:**

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \frac{2 \times 41,47 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 33} = 6,98 \text{ MPa} < \frac{0,8 \cdot 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

d) **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres aux appuis :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = 3 \times 12 \times 3,14 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{41.47}{0,9 \times 330 \times 113.04} \times 10^3 = 1.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**e) Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(1; 1.2; 3) = 10 \text{ mm}$$

**f) Espacement des armatures transversales :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_a; 30\right) = \min(8.75; 14.4; 30) = 8 \text{ cm}$$

Nous prenons : **S<sub>t</sub>=10 cm**

Zone courante :

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

Nous prenons : **S<sub>t</sub>=15 cm**

L'étendue de la zone nodale :

$$L' = 2h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$$

**g) Calcul de la Longueur de scellement droit :**

$$\ell_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

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

Avec :  $\psi = 1.5$  pour les HA.

$$\ell_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{L_s = 45 \text{ cm}}$$

Les règles du (BAEL 91 .art.A.6.1) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à 0.4L<sub>s</sub> pour les aciers HA.

$$\ell_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.} \quad \text{On prend : } \mathbf{L_c = 20 \text{ cm.}}$$

**III-7 -7 -Calcul à L'ELS :**

• **Combinaison de charges :**

$$q_s = G_{pp} + \frac{2 \cdot T_s}{L} = 2.625 + \frac{2 \times 24.77}{4.05} = 14.85 \text{ kN/ml}$$

• **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{14.85 \times 4.05}{2} = 30.07 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = 30.07 \text{ kN}$$

• **Moment fléchissant :**

$$0 \text{ m} \leq x \leq 4.05 \text{ m} :$$

$$M_0 = M_{\max}(x) = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{14.85 \times (4.05)^2}{8} = 30.44 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T(x) = \frac{q_s l}{2} = \frac{14.85 \times 4.05}{2} = 30.07 \text{ kN}$$

- En tenant compte de semi-encastrement :

$$M_A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 30.44 = -9.13 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 30.44 = 25.87 \text{ kN.m}$$

- Diagramme des efforts internes à L'ELS :

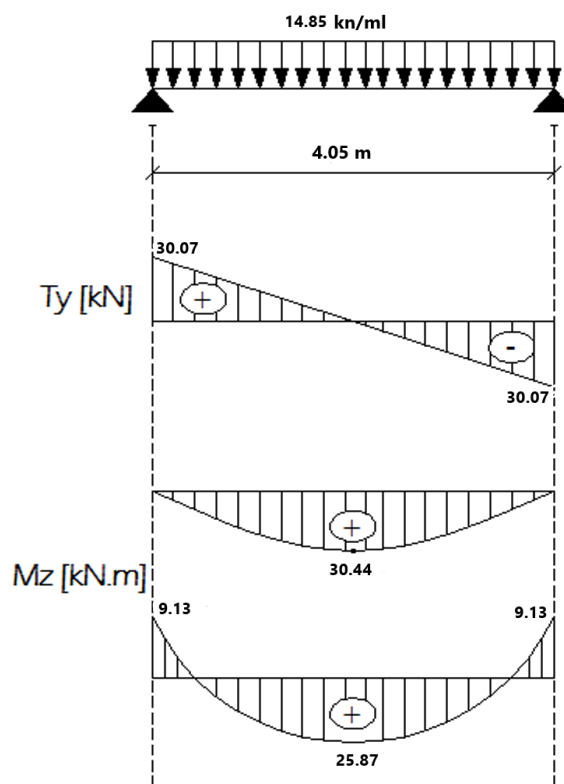


Fig.III.44: Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

### III-7-8-Vérification à L'ELS:

- a) Etat limite de compression du béton :

En travée :

$$\cdot \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0.342$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.342$  :  $\beta_1 = 0.909$ ;  $K_1 = 39.95$

**Donc :**

$$\sigma_{st} = \frac{25.87 \times 10^6}{0.909 \times 330 \times 3.39 \times 10^2} = 254.40 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{254.40}{39.95} = 6.36 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = 6.36 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ . La condition est vérifiée.

**Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0.342$$

. Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0.342$  :  $\beta_1 = 0.909$  ;  $K_1 = 39.95$ .

**Donc :**

$$\sigma_{st} = \frac{9.13 \times 10^6}{0.909 \times 330 \times 3.39 \cdot 10^2} = 89.78 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{89.78}{39.95} = 2.24 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.24 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ . La condition est vérifiée.

**b) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article **A.4.5, 32 du BAEL 91**) [14].

**c) Etat limite de déformation :**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/ Art. B.6.5,1**) [14] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{35}{405} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{405} = 0.086 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{25.87}{10 \times 30.44} = 0,084 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{3.39}{30 \times 33} = 0.0034 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

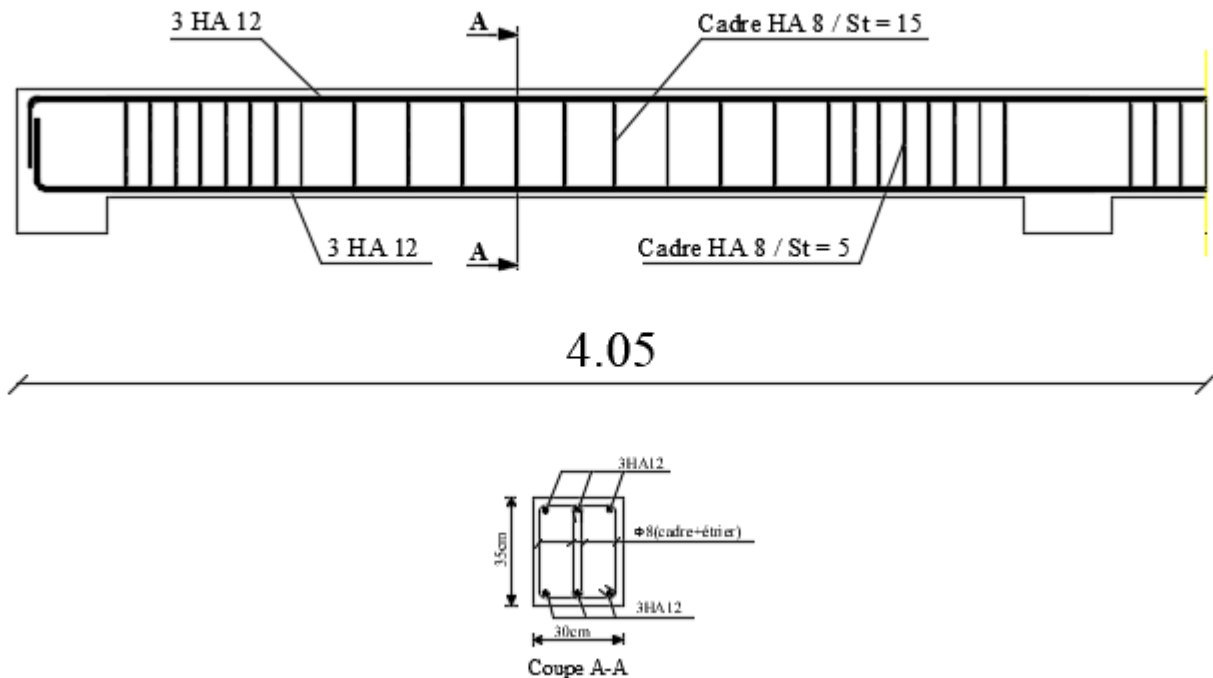
Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :**

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour la poutre palière :

**En travée :** 3 HA 12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

**Aux appuis :** 3 HA 12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

**III-45 Ferrailage de la poutre palière**

## IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous étudierons le structurel d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitation horizontales, vent et séisme.

Le contreventement peut être assuré :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux, poutres) formant des portiques d'étage.

Des cages d'escalier et d'ascenseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à torsion.

Une combinaison des deux systèmes suscitée, forment un contreventement mixte ou portique et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.

Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'un part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer (une inertie fictive).

## IV.2. Caractéristiques géométriques des portiques :

### IV.2.1. Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

#### ❖ Hypothèse de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérés concentrés au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

#### Rigidité linéaire d'un poteau :

$$K_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_{calculée}} = \frac{I_p}{h_c}$$

#### Rigidité linéaire d'une poutre :

$$K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{L_{calculée}} = \frac{I_{pt}}{l_c}$$

Avec :

$I_p$  : moment d'inertie de l'élément.

$h_c$  : hauteur calculée du poteau.

$L_c$  : longueur calculée de la poutre.

$h_c = \min (h + 1/2 e_{poteaux}, h_0)$

$l_c = \min (l + 1/2 e_{poutre}, l_0)$

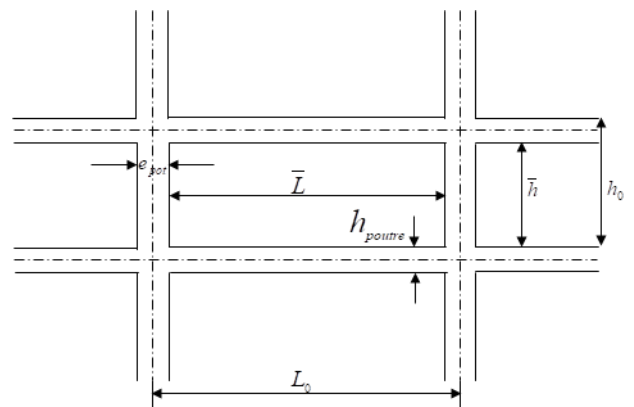


Figure IV.1 : Identification des paramètres.

**IV.2.2. Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :**

➤ Cas de niveau terrasse et étage courant :  $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{2K_{Poteau}}$

**Avec :**

$\sum K_{Poutre}$  ; La somme (des deux poutres supérieures encadrant le poteau et des deux poutres inférieures encadrant le poteau).

➤ Cas du RDC :  $\bar{K} = \frac{\sum K_{POUTRE}}{K_{poteau}}$

**Avec :**

$\sum K_{poutre}$  : La somme (des deux poutres supérieures encadrant le poteau).

**IV-2.3. Calcul des coefficients des rigidités des poteaux « aij » :**

➤ Cas de niveau terrasse et étage courant :  $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

➤ Cas du RDC (avec encastrement du poteau à sa base) :  $a_j^i = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

**IV-2.4. Calcule des rigidités des poteaux du portique « i » du niveau « j » :**

$$r_{ij} = \frac{12 \times E_i \times I_{POTEAU}}{h_c^3} \cdot a_j^i$$

**Avec :**

$E_i$  : module de déformations instantanées du béton  $E=3,216 \times 10^5$  daN/cm<sup>2</sup>.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Rigidités des poteaux suivant les sens (x-x) :**

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm4)	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm3)
7	40	40	213333	306	35	271	40	291	733,1042
6	40	40	213333	306	35	271	40	291	733,1042
5	40	40	213333	306	35	271	40	291	733,1042
4	45	45	341719	306	35	271	45	293,5	1164,289
3	45	45	341719	306	35	271	45	293,5	1164,289
2	45	45	341719	306	35	271	45	293,5	1164,289
1	50	50	520833	306	35	271	50	296	1759,572
RDC	50	50	520833	357	35	322	50	347	1500,961
Entre Sol	50	50	520833	357	35	322	50	347	1500,961

**Tableau IV.1 :** Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal.

Rigidités des poteaux suivant les sens (y-y) :

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm <sup>3</sup> )
7	40	40	213333	306	40	266	40	286	745,9207
6	40	40	213333	306	40	266	40	286	745,9207
5	40	40	213333	306	40	266	40	286	745,9207
4	45	45	341719	306	40	266	45	288,5	1184,467
3	45	45	341719	306	40	266	45	288,5	1184,467
2	45	45	341719	306	40	266	45	288,5	1184,467
1	50	50	520833	306	40	266	50	291	1789,805
RDC	50	50	520833	357	40	317	50	342	1522,904
Entre Sol	50	50	520833	357	40	317	50	342	1522,904

Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.

Rigidité des poutres suivant les sens (x-x) :

Niveau	Travée	b	h	I	L <sub>0</sub>	e <sub>pot</sub>	L'	h <sub>ptre</sub>	L <sub>c</sub>	K
		(cm)	(cm)	(cm <sup>4</sup> )	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm <sup>3</sup> )
5 <sup>ème</sup> ,6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>	1_2	30	35	107187,5	400	40	360	35	377,5	283,9404
	2_3	30	35	107187,5	380	40	340	35	357,5	299,8252
	3_4	30	35	107187,5	450	40	410	35	427,5	250,731
	4_5	30	35	107187,5	380	40	340	35	357,5	299,8252
	5_6	30	35	107187,5	400	40	360	35	377,5	283,9404
2 <sup>ème</sup> ,3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	1_2	30	35	107187,5	400	45	355	35	372,5	287,7517
	2_3	30	35	107187,5	380	45	335	35	352,5	304,078
	3_4	30	35	107187,5	450	45	405	35	422,5	253,6982
	4_5	30	35	107187,5	380	45	335	35	352,5	304,078
	5_6	30	35	107187,5	400	45	355	35	372,5	287,7517
Entrsol , rdc,1er	1_2	30	35	107187,5	400	50	350	35	367,5	291,6667
	2_3	30	35	107187,5	380	50	330	35	347,5	308,4532
	3_4	30	35	107187,5	450	50	400	35	417,5	256,7365
	4_5	30	35	107187,5	380	50	330	35	347,5	308,4532
	5_6	30	35	107187,5	400	50	350	35	367,5	291,6667

Tableau IV.3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens longitudinal.

Rigidité des poutres suivant les sens (y-y) :

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	L' (cm)	h <sub>ptre</sub> (cm)	L <sub>c</sub> (cm)	K (cm <sup>3</sup> )
5ème,6ème, 7ème	1_2	30	40	160000	470	40	430	40	450	355,5556
	2_3	30	40	160000	470	40	430	40	450	355,5556
2ème,3ème, 4ème	1_2	30	40	160000	470	45	425	40	445	359,5506
	2_3	30	40	160000	470	45	425	40	445	359,5506
Entrsol , rdc,1er	1_2	30	40	160000	470	50	420	40	440	363,6364
	2_3	30	40	160000	470	50	420	40	440	363,6364

Tableau IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

Rigidité des portiques suivant le sens (x-x) :

Niveau	travées	K <sub>poutre</sub>	poteau	K <sub>poteau</sub>	k'	aij	E	hc	Rij x	Rij x
5ème,6ème,7ème	1_2	283,94	1	733,1	0,38	0,15	32164,2	291	5012,13	121632,78
	2_3	299,82	2	733,1	0,4	0,16	32164,2	291	53465,27	
	3_4	250,73	3	733,1	0,34	0,14	32164,2	291	4677,98	
	4_5	299,82	4	733,1	0,4	0,16	32164,2	291	53465,27	
	5_6	283,94	5	733,1	0,38	0,14	32164,2	291	5012,13	
2ème,3ème4ème	1_2	287,75	1	1164,28	0,24	0,1	32164,2	293,5	5126,69	26425,12
	2_3	304,07	2	1164,28	0,26	0,11	32164,2	293,5	5738,36	
	3_4	253,69	3	1164,28	0,21	0,09	32164,2	293,5	4695,02	
	4_5	304,07	4	1164,28	0,26	0,11	32164,2	293,5	5738,36	
	5_6	287,75	5	1164,28	0,24	0,1	32164,2	293,5	5126,69	
1ér	1_2	291,66	1	1759,57	0,16	0,07	32164,2	296	5425,94	26354,56
	2_3	308,45	2	1759,57	0,17	0,07	32164,2	296	5425,94	
	3_4	256,73	3	1759,57	0,14	0,06	32164,2	296	4650,8	
	4_5	308,45	4	1759,57	0,17	0,07	32164,2	296	5425,94	
	5_6	291,66	5	1759,57	0,16	0,07	32164,2	296	5425,94	
RDC	1_2	291,66	1	1500,96	0,19	0,08	32164,2	347	3849,05	19726,38
	2_3	308,45	2	1500,96	0,2	0,09	32164,2	347	4330,18	
	3_4	256,73	3	1500,96	0,17	0,07	32164,2	347	3367,92	
	4_5	308,45	4	1500,96	0,2	0,09	32164,2	347	4330,18	
	5_6	291,66	5	1500,96	0,19	0,08	32164,2	347	3849,05	
Entre sol	1_2	291,66	1	1500,96	0,19	0,31	32164,2	347	14915,08	74094,27
	2_3	308,45	2	1500,96	0,2	0,31	32164,2	347	14915,08	
	3_4	256,73	3	1500,96	0,17	0,3	32164,2	347	14433,95	
	4_5	308,45	4	1500,96	0,2	0,31	32164,2	347	14915,08	
	5_6	291,66	5	1500,96	0,19	0,31	32164,2	347	14915,08	

Tableau IV.5 : Rigidités relative des portiques dans le sens longitudinal.

**Rigidité des portiques suivant le sens (y-y) :**

Niveau	travées	K <sub>poutre</sub>	poteau	K <sub>poteau</sub>	k'	aij	E	hc	Rij x	Rij x
5ème,6ème,7ème	1_2	355,56	1	745,92	0,47	0,19	32164,2	286	6687,56	13375,12
	2_3	355,56	2	745,92	0,47	0,19	32164,2	286	6687,56	
2ème,3ème,4ème	1_2	359,55	1	1184,45	0,3	0,13	32164,2	288,5	7140,39	14280,78
	2_3	359,55	2	1184,45	0,3	0,13	32164,2	288,5	7140,39	
1ér	1_2	363,63	1	1789,81	0,2	0,09	32164,2	291	7342,05	14684,1
	2_3	363,63	2	1789,81	0,2	0,09	32164,2	291	7342,05	
RDC	1_2	363,63	1	1522,9	0,24	0,11	32164,2	342	5529,97	11059,94
	2_3	363,63	2	1522,9	0,24	0,11	32164,2	342	5529,97	
Entre sol	1_2	363,63	1	1522,9	0,24	0,33	32164,2	342	16583,91	33167,82
	2_3	363,63	2	1522,9	0,24	0,33	32164,2	342	16583,91	

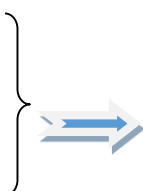
Tableau IV.6: Rigidité relative des portiques dans le sens transversal.

**IV-3 Calcul des inerties des voiles :****IV-3-1 Caractéristiques géométriques des voiles :**

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que les refends pleins.

**IV-3-2 Calcul des inerties des refends pleins :****a) Les refends longitudinaux:**

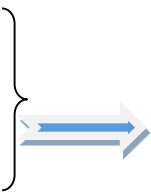
$$I_y = \frac{el^3}{12}$$

$$I_x = \frac{le^3}{12}$$


On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.

**b) Les refends transversaux:**

$$I_x = \frac{el^3}{12}$$

$$I_y = \frac{le^3}{12}$$


On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.

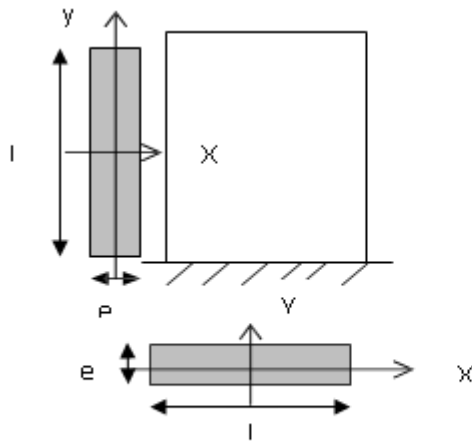


Fig.IV.2. Vue en plan et en coupe des refends

➤ Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

❖ Sens longitudinal :

Niveau	voiles	Li(m)	ei(m)	I(m <sup>4</sup> )	I(m <sup>4</sup> ) Totale
Entresol / 7 <sup>ème</sup> étage	VL1	3,5	0.2	0,714	1,428
	VL2	3,5	0.2	0,714	

Tableau IV.7 : Inertie des voiles dans le sens longitudinal.

❖ Sens transversal :

Niveau	voiles	Li(m)	ei(m)	I(m <sup>4</sup> )	I(m <sup>4</sup> ) Totale
Entresol / 7 <sup>ème</sup> étage	VT1	3,5	0.2	0,714	2,856
	VT2	3,5	0.2	0,714	
	VT4	3,5	0.2	0,714	
	VT5	3,5	0,2	0,714	

Tableau IV.8 : Inertie des voiles dans le sens transversal.

**IV-4 Calcul des inerties fictives des portiques :**

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES (approximation successive).

**IV-4-1 Principe de la méthode :**

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à  $1 \text{ m}^4$ , il est possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une **inertie fictive**, puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

**IV-4-2 Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires :**

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie  $\mathbf{I} = 1 \text{ m}^4$ , soumis au même système de Forces que le portique (une force égal à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la Méthode du «moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit :

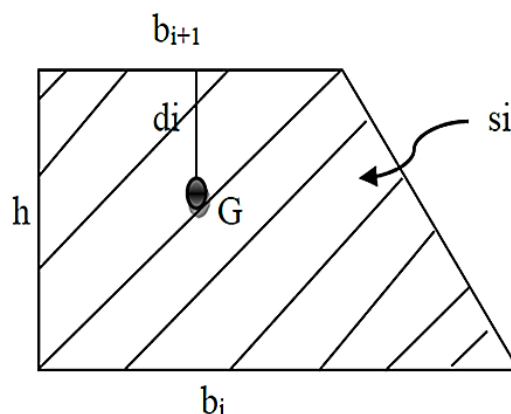
$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec :  $S_i$  : Surface du trapèze.

$d_i$  : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à :  $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa petite base:  $d_i = \frac{h_i (2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$



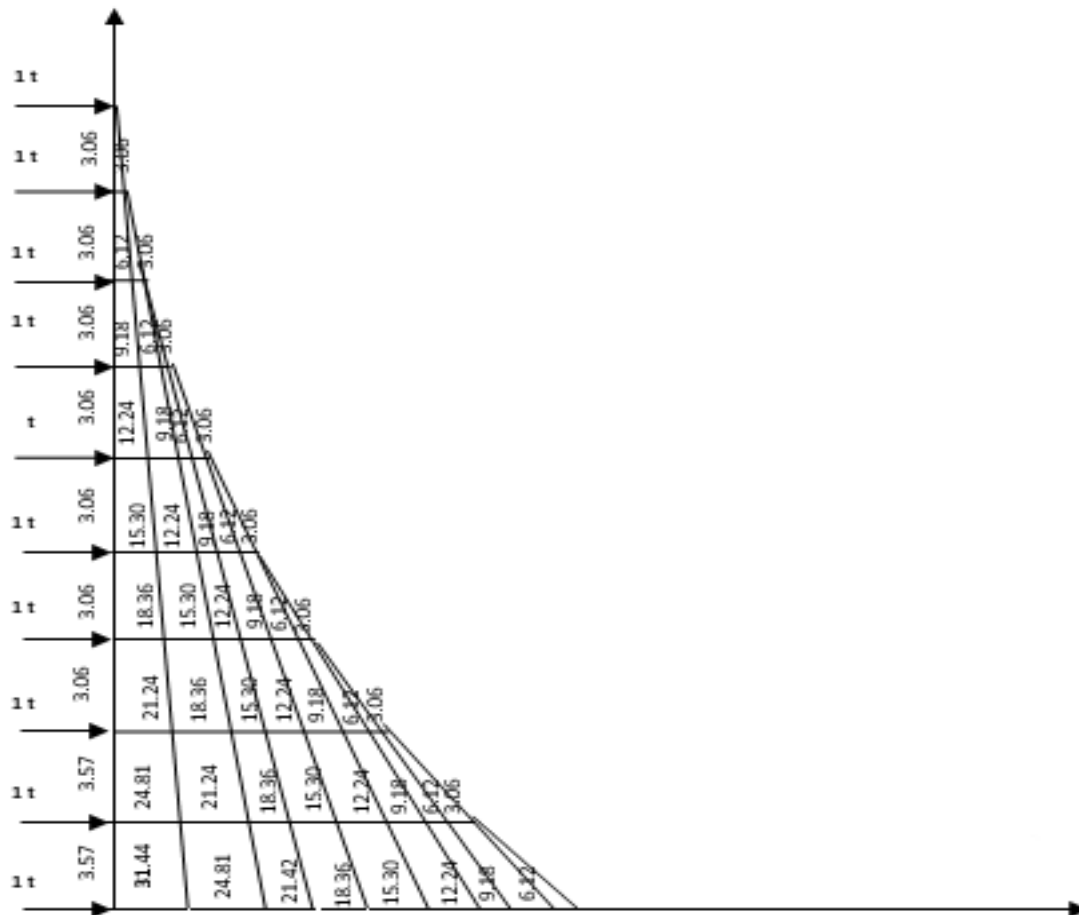
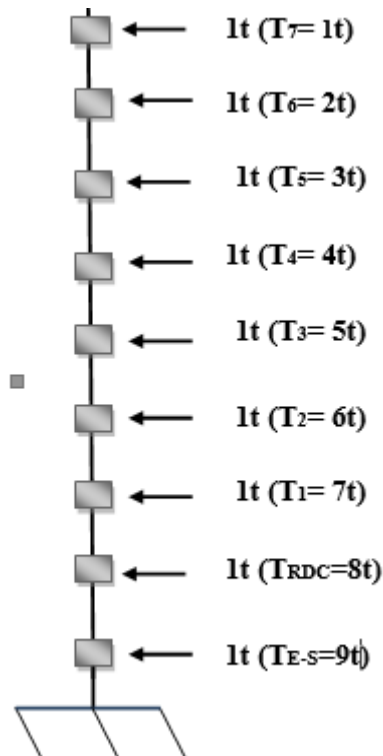


Figure IV.3: Diagramme des moments des aires



**Figure IV.4** : système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

Les résultats de calcul sont comme suit :

Niveau	h(m)	Bi	Bi+1	Si (m*m)	di	Si di	fix EI
7	3.06	3,06	0	4,682	2,04	9,55	2406,02
6	3.06	9,18	3,06	18,727	1,785	33,43	2396,47
5	3.06	18,36	9,18	42,136	1,7	71,63	2363,04
4	3.06	30,6	18,36	74,909	1,658	124,2	2291,41
3	3.06	45,9	30,6	117,045	1,632	191,01	2167,21
2	3.06	64,26	45,9	168,55	1,615	272,21	1976,21
1	3.06	85,68	64,26	229,408	1,603	367,74	1703,99
RDC	3,57	110,31	85,68	349,842	1,86	650,7	1336,94
Entre sol	3,57	138,69	110,31	444,465	1,85	822,26	822,26

**Tableau IV.9** : Donnant les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

## IV-4-3 Calcul du déplacement des portiques :

- **Le déplacement de chaque niveau**

$$\Delta_n = \Psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- **Le déplacement du portique au niveau « i »**

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- **La rotation d'un poteau encastré à la base au 1<sup>er</sup> niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- **La rotation de chaque poteau articulé au 1<sup>er</sup> niveau :**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants :**

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec :  $M_n = T_n \cdot h$

$T_n$  : Effort tranchant au niveau (n).

$K_{tn}$  : Raideur des poutres  $K = \frac{I_m}{L}$ .

$K_{pn}$  : Raideur des poteaux  $K = \frac{I_{pn}}{h}$ .

$h_e$  : Hauteur d'étage.

$L$  : Portée libre de la poutre.

- **Inerties fictives des portiques**

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

$f_n$  : Flèche des refends au niveau(n)

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau(n).

- Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Niveau	Raideur et moments					Rotations et déplacements				Flèche	inerties fictives	
	portique	$\Sigma K_{pn} (10^{-4})$	$\Sigma K_{tn} (10^{-4})$	Mn	Mn+1	E $\phi_n$	E $\psi_n$	E $\Delta_n$	Dn= $\Sigma\Delta_n$		Efn	Ien
7	A-B	0,004398624	0,007091311	3,06	0	17,98	75,95	232,41	1217,09	2406,02	1,53	7,90
	B-C	0,004398624	0,007091311	3,06	0	17,98	75,95	232,41		2406,02		
	C-D	0,004398624	0,007091311	3,06	0	17,98	75,95	232,41		2406,02		
	D-E	0,004398624	0,007091311	3,06	0	17,98	75,95	232,41		2406,02		
	E-F	0,004398624	0,007091311	3,06	0	17,98	93,93	287,43		2406,02		
6	A-B	0,004398624	0,007091311	6,12	3,06	53,94	169,88	519,85	2654,25	2396,47	0,70	3,50
	B-C	0,004398624	0,007091311	6,12	3,06	53,94	169,88	519,85		2396,47		
	C-D	0,004398624	0,007091311	6,12	3,06	53,94	169,88	519,85		2396,47		
	D-E	0,004398624	0,007091311	6,12	3,06	53,94	169,88	519,85		2396,47		
	E-F	0,004398624	0,007091311	6,12	3,06	53,94	187,86	574,86		2396,47		
5	A-B	0,004398624	0,007091311	9,18	6,12	89,90	263,82	807,28	4088,86	2363,04	0,38	1,90
	B-C	0,004398624	0,007091311	9,18	6,12	89,90	263,82	807,28		2363,04		
	C-D	0,004398624	0,007091311	9,18	6,12	89,90	263,82	807,28		2363,04		
	D-E	0,004398624	0,007091311	9,18	6,12	89,90	263,82	807,28		2363,04		
	E-F	0,004398624	0,007091311	9,18	6,12	89,90	280,96	859,74		2363,04		
4	A-B	0,006985728	0,007186788	12,24	9,18	124,19	270,20	826,81	4188,32	2291,41	0,35	1,75
	B-C	0,006985728	0,007186788	12,24	9,18	124,19	270,20	826,81		2291,41		
	C-D	0,006985728	0,007186788	12,24	9,18	124,19	270,20	826,81		2291,41		
	D-E	0,006985728	0,007186788	12,24	9,18	124,19	270,20	826,81		2291,41		
	E-F	0,006985728	0,007186788	12,24	9,18	124,19	287,94	881,09		2291,41		
3	A-B	0,006985728	0,007186788	15,3	12,24	159,67	342,18	1047,08	5289,69	2167,21	0,21	1,05
	B-C	0,006985728	0,007186788	15,3	12,24	159,67	342,18	1047,08		2167,21		
	C-D	0,006985728	0,007186788	15,3	12,24	159,67	342,18	1047,08		2167,21		
	D-E	0,006985728	0,007186788	15,3	12,24	159,67	342,18	1047,08		2167,21		
	E-F	0,006985728	0,007186788	15,3	12,24	159,67	359,92	1101,37		2167,21		
2	A-B	0,006985728	0,007186788	18,36	15,3	195,15	414,17	1267,35	6386,30	1976,21	0,11	0,55
	B-C	0,006985728	0,007186788	18,36	15,3	195,15	414,17	1267,35		1976,21		
	C-D	0,006985728	0,007186788	18,36	15,3	195,15	414,17	1267,35		1976,21		
	D-E	0,006985728	0,007186788	18,36	15,3	195,15	414,17	1267,35		1976,21		
	E-F	0,006985728	0,007186788	18,36	15,3	195,15	430,36	1316,89		1976,21		
1	A-B	0,010773432	0,007284882	21,42	18,36	227,53	393,21	1203,23	6074,15	1703,99	0,08	0,40
	B-C	0,010773432	0,007284882	21,42	18,36	227,53	393,21	1203,23		1703,99		
	C-D	0,010773432	0,007284882	21,42	18,36	227,53	393,21	1203,23		1703,99		
	D-E	0,010773432	0,007284882	21,42	18,36	227,53	393,21	1203,23		1703,99		
	E-F	0,010773432	0,007284882	21,42	18,36	227,53	412,17	1261,25		1703,99		
RDC	A-B	0,000900058	0,007284882	24,99	21,42	265,45	2579,19	9207,70	46111,40	1336,94	0,02	0,12
	B-C	0,000900058	0,007284882	24,99	21,42	265,45	2579,19	9207,70		1336,94		
	C-D	0,000900058	0,007284882	24,99	21,42	265,45	2579,19	9207,70		1336,94		
	D-E	0,000900058	0,007284882	24,99	21,42	265,45	2579,19	9207,70		1336,94		
	E-F	0,000900058	0,007284882	24,99	21,42	265,45	2599,61	9280,60		1336,94		
Entresol	A-B	0,000900058	0,007284882	28,56	24,99	306,29	2950,56	10533,50	52120,78	825,23	0,02	0,08
	B-C	0,000900058	0,007284882	28,56	24,99	306,29	2950,56	10533,50		825,23		
	C-D	0,000900058	0,007284882	28,56	24,99	306,29	2950,56	10533,50		825,23		
	D-E	0,000900058	0,007284882	28,56	24,99	306,29	2950,56	10533,50		825,23		
	E-F	0,000900058	0,007284882	28,56	24,99	306,29	2797,42	9986,78		825,23		

Tableau IV.10 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

Niveau	Raideur et moments					Rotations et déplacements				Flèche	inerties fictives	
	portique	$K_{pn} (10^{-4})$	$K_{tn} (10^{-4})$	Mn	Mn+1	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \Sigma \Delta_n$	Efn	len	$\Sigma len$
7	A-B	0,0022	0,0007	3,06	0	179,30	293,25	897,34	2343,34	2406	1,03	2,06
	B-C	0,0022	0,0007	3,06	0	179,30	472,55	1445,99		2406		
6	A-B	0,0022	0,0007	6,12	3,06	537,89	765,80	2343,34	5235,32	2396,5	0,46	0,92
	B-C	0,0022	0,0007	6,12	3,06	537,89	945,09	2891,98		2396,5		
5	A-B	0,0022	0,0007	9,18	6,12	896,48	1238,34	3789,33	8105,98	2363	0,29	0,58
	B-C	0,0022	0,0007	9,18	6,12	896,48	1410,67	4316,65		2363		
4	A-B	0,0036	0,0007	12,24	9,18	1241,13	1528,18	4676,24	9895,04	2291,4	0,23	0,46
	B-C	0,0036	0,0007	12,24	9,18	1241,13	1705,49	5218,80		2291,4		
3	A-B	0,0036	0,0007	15,3	12,24	1595,74	1954,56	5980,94	12504,44	2167,2	0,17	0,34
	B-C	0,0036	0,0007	15,3	12,24	1595,74	2131,86	6523,49		2167,2		
2	A-B	0,0036	0,0007	18,36	15,3	1950,35	2380,93	7285,64	15074,21	1976,2	0,13	0,26
	B-C	0,0036	0,0007	18,36	15,3	1950,35	2545,28	7788,57		1976,2		
1	A-B	0,0054	0,0007	21,42	18,36	2279,06	2611,50	7991,20	16563,56	1704	0,10	0,20
	B-C	0,0054	0,0007	21,42	18,36	2279,06	2801,43	8572,36		1704		
RDC	A-B	0,0046	0,0007	24,99	21,42	2658,91	3114,73	11119,57	22969,33	1336,9	0,06	0,12
	B-C	0,0046	0,0007	24,99	21,42	2658,91	3319,26	11849,75		1336,9		
Entresol	A-B	0,0046	0,0007	28,56	24,99	3067,97	3588,91	12812,40	20148,46	825,23	0,04	0,08
	B-C	0,0046	0,0007	28,56	24,99	3067,97	2054,92	7336,07		825,23		

Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques transversaux.

Les inerties fictives des portiques sont résumées dans le tableau suivant :

	entresol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	MOYENNE
Sens longitudinale	0,08	0,12	0,4	0,55	1,05	1,75	1,9	3,5	7,9	1,91
Sens transversale	2,06	0,92	0,58	0,46	0,34	0,26	0,2	0,12	0,08	0,55

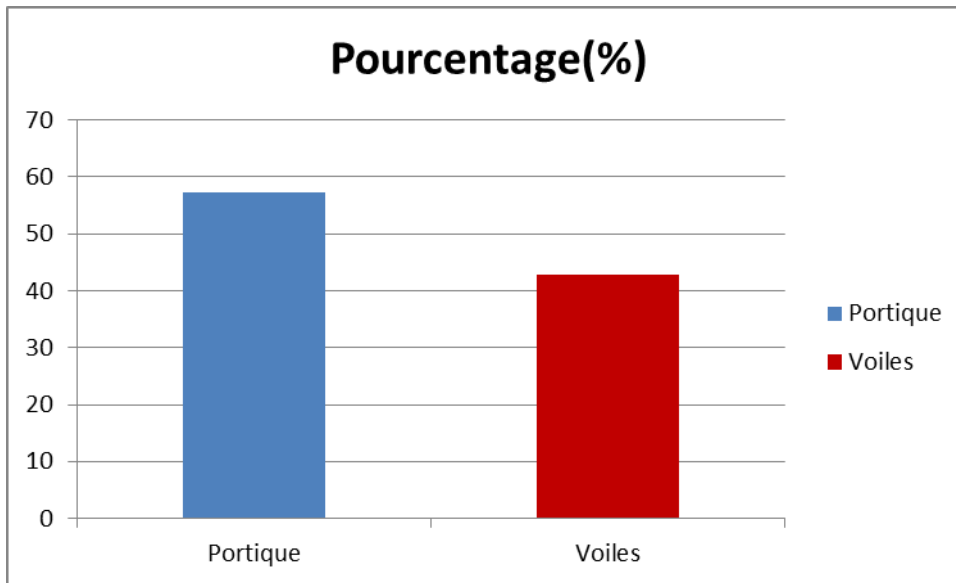
Tableau IV-12 : Résumé des inerties fictives des portiques.

IV-5 COMPARAISON DES INERTIES DES VOILES ET DES PORTIQUES :

- Sens longitudinal:

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage (%)
Portiques	1,91	57,22
Voiles	1,428	42,78
Portiques+ Voiles	3,338	100

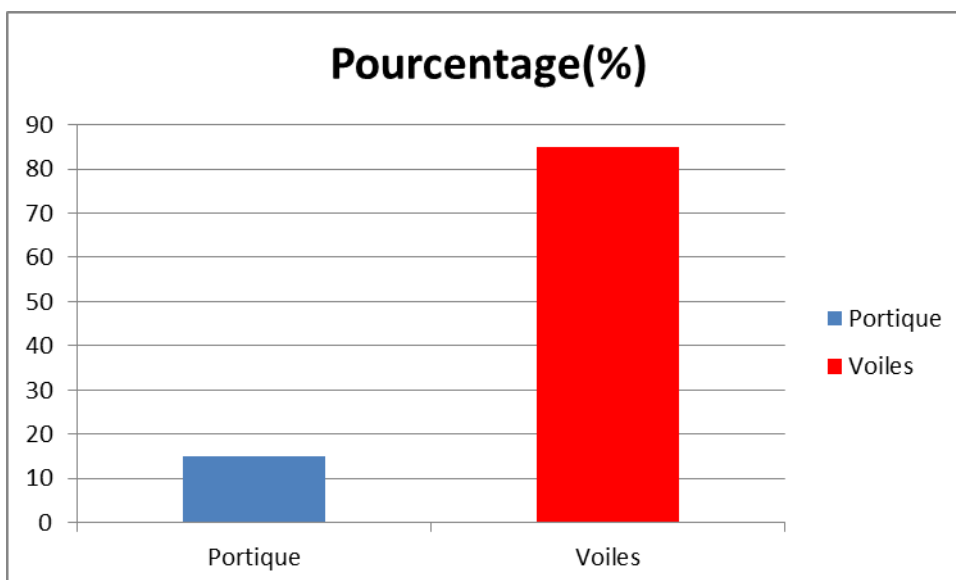
Tableau IV.13 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens longitudinal.



• Sens transversal :

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage (%)
Portiques	0,55	16,15
Voiles	2,856	83,85
Portiques+ Voiles	3,406	100

**Tableau IV.14** : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens transversal.



**IV.6 : Proportions des charges verticales reprises par les voiles et les portiques :**

On a pris exemple d'étudier le plancher de l'étage courant :

- La charge permanente du plancher :  $G = 5,24 \text{ KN/m}^2$
- La surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- La charge totale :  $G_t = 5.24 + 1.5 = 6,74 \text{ KN/m}^2$
- La surface d'un panneau  $S_p = 4.7 \times 4.5 = 21.15 \text{ m}^2$
- La surface totale du plancher :

$$S_t = L_x \times L_y = (20.55 \times 12.60) = 258.93 \text{ m}^2$$

- La charge verticale totale du plancher :

$$Ch_{vt \text{ plancher}} = S_t \times G_t = 258.93 \times 6.74 = 1745.1882 \text{ KN}$$

- La charge verticale totale d'un panneau :

$$Ch_{vt \text{ panneaux}} = S_p \times G_t = 21.15 \times 6.74 = 142.581 \text{ KN}$$

- La charge reprise par un voile :  $Ch_{r \text{ voile}} = \frac{ch_{vt \text{ panneau}}}{2} = \frac{142.581}{2} = 71.2755 \text{ KN}$

- La charge totale reprise par les voiles :

$$Ch_{tr \text{ voiles}} = Ch_{r \text{ voile}} \times 6 = 71.2755 \times 6 = 527.653 \text{ KN}$$

$$Ch_{vt \text{ plancher}} = 1745.1882 \text{ KN} \longrightarrow 100 \%$$

$$Ch_{tr \text{ voiles}} = 527.653 \text{ KN} \longrightarrow X \quad \rightarrow \quad X = \frac{527.653 \times 100}{1745.1822} = 30.23\%$$

**Conclusion :**

En comparant les deux résultats, notre système de contreventement est assuré par des voiles porteurs.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement, les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- les charges horizontales sont reprises conjointement par des voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

**Donc : dans ce cas de système de contreventement, la valeur du coefficient de comportement est égale à 3.5.**

## V-1-Introduction :

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Par conséquent l'étude du comportement dynamique des ouvrages est importante pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique des structures de génie civil.

L'objectif de ce chapitre est de modéliser notre structure et de vérifier les exigences du RPA afin de réduire efficacement la vulnérabilité de notre ouvrage aux séismes.

## V-2- Choix de la méthode de calcul

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

- la méthode statique équivalente
- la Méthode dynamique qui regroupe :
  - ✚ la méthode d'analyse modale spectrale
  - ✚ la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### a) la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car : Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit : Zone II : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 28,86 m).

### b) La méthode d'analyse modale spectrale (Art 4.1.3 RPA99/mod2003) :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**b)-1-Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :** La méthode dynamique modale spectre permet d'avoir le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul pour chaque mode de vibration. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

## V-3- Présentation du logiciel ETABS

Le logiciel **ETABS** (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) : est un logiciel de calcul qui permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à l'interface graphique. Nous pouvons déterminer, les diagrammes des efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E) il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les champs de contraintes, les modes de vibration... etc.

## V-4- Etapes de la modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...)
4. Définition des charges statiques (G, Q) et introduction du spectre (E)
5. Affectation des charges revenant aux éléments.
6. Introduction des combinaisons d'actions.
7. Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
8. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
9. Exécution de l'analyse dynamique et visualisation des résultats.

**V-5-verification des exigences du RPA :**

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

**V-5-1 Vérification de La période « T » :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

**a).calcul de la période empirique :**

$$T = C_T \times h_n^{3/4} \text{ (RPA03/Art4.2.4)}$$

T : période fondamentale de la structure

$h_n$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_T$  : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99.  $C_T=0.05$

D'où

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times 28.86^{\left(\frac{3}{4}\right)} = 0.622\text{s}$$

**b).calcul de la période majorée :**

$$T_{\text{emp}} = 1.3 \times T_{\text{emp}} = 1,3 \times 0,622 = 0.809\text{s}$$

**b).détermination de la période par le logiciel etabs :**

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,702692	72,1606	0,0001	72,1606	0,0001	0,0333
2	0,534168	0,0001	73,0965	72,1608	73,0966	0,0002
3	0,416715	0,0189	0,0002	72,1796	73,0968	73,4066
4	0,179012	17,2111	0,0001	89,3907	73,0969	0,0041
5	0,143016	0,0000	15,6747	89,3908	88,7715	0,0000
6	0,112522	0,0013	0,0000	89,3920	88,7716	15,1719
7	0,098372	0,9267	0,0000	90,3187	88,7716	0,4479
8	0,091599	0,0000	0,7837	90,3187	89,5553	0,0000
9	0,088819	0,0142	0,0000	90,3329	89,5553	0,4085
10	0,077837	4,6411	0,0000	94,9740	89,5553	0,0267
11	0,062096	0,0000	5,0523	94,9740	94,6076	0,0000
12	0,050142	0,0239	0,0000	94,9979	94,6076	5,2304

**Tableau V.5.1 : Justification de la période**

$$T_{\text{etabs}} = 0,702\text{s} < T_{\text{emp}} = 0,809\text{s}$$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (Majorée). → **La période est vérifiée.**

### V.5.2. Vérification de la participation de la masse modale (Article 4.3.4 RPA99 ver 2003) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,702692	72,1606	0,0001	72,1606	0,0001	0,0333
2	0,534168	0,0001	73,0965	72,1608	73,0966	0,0002
3	0,416715	0,0189	0,0002	72,1796	73,0968	73,4066
4	0,179012	17,2111	0,0001	89,3907	73,0969	0,0041
5	0,143016	0,0000	15,6747	89,3908	88,7715	0,0000
6	0,112522	0,0013	0,0000	89,3920	88,7716	15,1719
7	0,098372	0,9267	0,0000	90,3187	88,7716	0,4479
8	0,091599	0,0000	0,7837	90,3187	89,5553	0,0000
9	0,088819	0,0142	0,0000	90,3329	89,5553	0,4085
10	0,077837	4,6411	0,0000	94,9740	89,5553	0,0267
11	0,062096	0,0000	5,0523	94,9740	94,6076	0,0000
12	0,050142	0,0239	0,0000	94,9979	94,6076	5,2304

**Tableau V.5.2:** Justification des masses participantes.

On peut remarquer qu'on atteint très rapidement les 90% de masses cumulées dans les deux directions du séisme :

- Dans le sens de translation suivant X-X : 11<sup>ème</sup> mode.
- Dans le sens de translation suivant Y-Y : 11<sup>ème</sup> mode.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,702692	72,1606	0,0001	72,1606	0,0001	0,0333
2	0,534168	0,0001	73,0965	72,1608	73,0966	0,0002
3	0,416715	0,0189	0,0002	72,1796	73,0968	73,4066
4	0,179012	17,2111	0,0001	89,3907	73,0969	0,0041
5	0,143016	0,0000	15,6747	89,3908	88,7715	0,0000
6	0,112522	0,0013	0,0000	89,3920	88,7716	15,1719
7	0,098372	0,9267	0,0000	90,3187	88,7716	0,4479
8	0,091599	0,0000	0,7837	90,3187	89,5553	0,0000
9	0,088819	0,0142	0,0000	90,3329	89,5553	0,4085
10	0,077837	4,6411	0,0000	94,9740	89,5553	0,0267
11	0,062096	0,0000	5,0523	94,9740	94,6076	0,0000
12	0,050142	0,0239	0,0000	94,9979	94,6076	5,2304

**Tableau V.5.3 :** le pourcentage de rotation selon z-z

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,702692	72,1606	0,0001	72,1606	0,0001	0,0333
2	0,534168	0,0001	73,0965	72,1608	73,0966	0,0002
3	0,416715	0,0189	0,0002	72,1796	73,0968	73,4066
4	0,179012	17,2111	0,0001	89,3907	73,0969	0,0041
5	0,143016	0,0000	15,6747	89,3908	88,7715	0,0000
6	0,112522	0,0013	0,0000	89,3920	88,7716	15,1719
7	0,098372	0,9267	0,0000	90,3187	88,7716	0,4479
8	0,091599	0,0000	0,7837	90,3187	89,5553	0,0000
9	0,088819	0,0142	0,0000	90,3329	89,5553	0,4085
10	0,077837	4,6411	0,0000	94,9740	89,5553	0,0267
11	0,062096	0,0000	5,0523	94,9740	94,6076	0,0000
12	0,050142	0,0239	0,0000	94,9979	94,6076	5,2304

Tableau V.5.4 : le pourcentage des translations selon x et y

- Mode -1 : UX=72.1606% > 50 % translation, condition vérifier.
- Mode-2 : UY=73.0965% > 50 % translation, condition vérifier.

**V.5.3.Verification 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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{article 4.2.3 du RPA})$$

❖ **Calcul des paramètres A, D, Q, et R :**

- **A:**coefficient d'accélération de zone donnée dans le tableau suivant en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Tableau V.5.5: Récapitulatif des valeurs de A

Pour notre cas on a :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique : IIa} \\ \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0.15$$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D** : fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ du RPA}).$$

- $T_2$ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.  
 $T_2 = 0,50s$  (site meuble).

Dans notre cas :  $T_2=0,5s \leq T_{etabs}=0.70 s \leq 3s$ . Donc  $D=2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}$

- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

$$\xi = 10 \%$$

$$\eta = 0.76 \geq 0.7 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.702}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,40.$$

- **Facteur de qualité Q** :

D'après le tableau (Tableau Fig. IV-2-1-e2) du (chapitre IV) ; tableaux représentatif des valeurs des pénalités  $P_q$ .

$$Q = 1 + \sum P_q$$

$P_q$  : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ».

Critère q	Observation	Pq
<b>Conditions minimales sur les files du Contreventement</b>	Non observé	0,05
<b>Redondance en plan</b>	observé	0
<b>Régularité en plan</b>	observé	0
<b>Régularité en élévation</b>	observé	0
<b>Contrôle de la qualité des matériaux</b>	Non Observé	0,05
<b>Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	Non Observé	0,1
		<b>Q = 1,20</b>

Après les vérifications : **Q = 1.20**

- $W_t$  le poids total de la structure :

$$W_t = W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Le poids de niveau i revenant à la charge permanente.

$W_{Qi}$  : Le poids de niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99, Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant  $\beta=0,20$ .

\*Pour avoir ces résultats on va introduire une nouvelle combinaison dans logiciel :

Poids: **G + 0.2 Q**

$$W_T = G + BQ = 21650.35 + (0,2 \times 3685.89) = 22387.528 \text{KN} \quad W_{TG} = 22387.528 \text{KN}$$

- **R** : coefficient de comportement global de la structure Pour une structure en béton armé à contreventement par voiles. Donc : **R = 3,5**
- **Calcul de V statique :**

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W$$

$$V = \frac{0.15 \times 1.40 \times 1.2}{3,5} \times 22387.528 = 1611.902 \text{kN}$$

**Efforts tranchants à la base obtenus par la méthode dynamique :**

EX	12	U1	0,85	0,02
EX	All	All	1597,43	3,03
EY	1	U2	-1,69	0,00
EY	2	U2	2,31	1855,49
EY	3	U2	0,05	0,01
EY	4	U2	-0,82	0,00
EY	5	U2	0,55	425,67
EY	6	U2	0,00	0,00
EY	7	U2	0,01	0,00
EY	8	U2	-0,01	25,08
EY	9	U2	0,01	0,00
EY	10	U2	-0,14	0,00
EY	11	U2	0,09	175,55
EY	12	U2	0,02	0,00
EY	All	All	3,03	1912,05

**Tableau V.5.6 :** récapitulatif des efforts tranchants calculé à la base avec le logiciel

- ✚ La valeur de l'effort tranchant dans le sens x-x :  $V_{xdy} = 1597.43 \text{ kN}$
  - ✚ La valeur de l'effort tranchant dans le sens y-y :  $V_{ydy} = 1912.05 \text{ kN}$
- On doit vérifier que :  $V_{dy} > 80\% V_{st}$

**Sens x-x :**

$$80\% V_{xst} = 0,8 \times 1611.902 = 1289.52 \text{ KN}$$

$$V_{xdy} = 1597.43 \text{ KN} > 80\% V_{xst} = 1289.52 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Sens Y-Y :**

$$80\% V_{yst} = 0,8 \times 1611.902 = 1289.52 \text{ KN}$$

$$V_{xdy} = 1912.05 \text{ KN} > 80\% V_{yst} = 1289.52 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc Les efforts tranchant à la base sont vérifiés.

**V.5.4. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux : (RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1) :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

**Avec :**

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : l'aire (section brute) de la section de béton.

$f_{c28}$  = la résistance caractéristique du béton.

$$N_d = 2035.51 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1572.15}{40 \times 45 \times 2,5} = 0,34 > 0,3 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Il faut donc, augmenter les paramètres du dénominateur ( $B_c$  et/ou  $f_{c28}$ ). Les résultats après augmentation des sections des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	L'effort (KN)	v	observation
E-Sol/et1	50x50	1916.88	0,30	cv
ET2/ET4	45x45	1040.01	0,20	cv
ET5/ET7	40x40	489.1	0,12	cv

**Tableau V5.7 : Vérifications sous sollicitations normales (Effort normal réduit)**

$$V = \frac{1916.88}{50 \times 50 \times 2,5} = 0,30 \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc, les sections de poteaux à retenir définitivement sont celles données dans le tableau ci-dessus.

**V.5.5. Vérification des déplacements :**

**a). Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA) :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots \text{(RPA 99 formule 4-19).}$$

- $\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$ .
- $R$  : Coefficient de comportement Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à :  $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

➤ **justification vis-à-vis des déformations :**

D'après le **RPA Art 5-1** les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.  $\Delta k = \Delta k \leq 0.01 h_e$ .

Story	Diaphragm	UX	R	$\delta k$	$\Delta k$	0.01he.	obs
TERRASE2	DA10	0,0178	3,5	0,0623	0,0028	0,024	cv
TERRASE1	DA9	0,017	3,5	0,0595	0,00665	0,0306	cv
ET6	DA8	0,0151	3,5	0,05285	0,0077	0,0306	cv
ET5	DA7	0,0129	3,5	0,04515	0,0077	0,0306	cv
ET4	DA6	0,0107	3,5	0,03745	0,0077	0,0306	cv
ET3	DA5	0,0085	3,5	0,02975	0,0077	0,0306	cv
ET2	DA4	0,0063	3,5	0,02205	0,00735	0,0306	cv
ET1	DA3	0,0042	3,5	0,0147	0,0063	0,0306	cv
RDC	DA2	0,0024	3,5	0,0084	0,0056	0,0357	cv
ENTRSOL	DA1	0,0008	3,5	0,0028	0,0028	0,0357	cv

Tableau V.5.8 : Déplacement relatifs sous l'action EX.

Story	Diaphragm	UY	R	$\delta k$	$\Delta k$	0.01he.	obs
TERRASE2	DA10	0,0126	3,5	0,0441	0,00315	0,024	cv
TERRASE1	DA9	0,0117	3,5	0,04095	0,00455	0,0306	cv
ET6	DA8	0,0104	3,5	0,0364	0,00455	0,0306	cv
ET5	DA7	0,0091	3,5	0,03185	0,00525	0,0306	cv
ET4	DA6	0,0076	3,5	0,0266	0,00525	0,0306	cv
ET3	DA5	0,0061	3,5	0,02135	0,0056	0,0306	cv
ET2	DA4	0,0045	3,5	0,01575	0,0049	0,0306	cv
ET1	DA3	0,0031	3,5	0,01085	0,00455	0,0306	cv
RDC	DA2	0,0018	3,5	0,0063	0,0042	0,0357	cv
ENTRSOL	DA1	0,0006	3,5	0,0021	0,0021	0,0357	cv

Tableau V.5.9: Déplacement relatifs sous l'action EY.

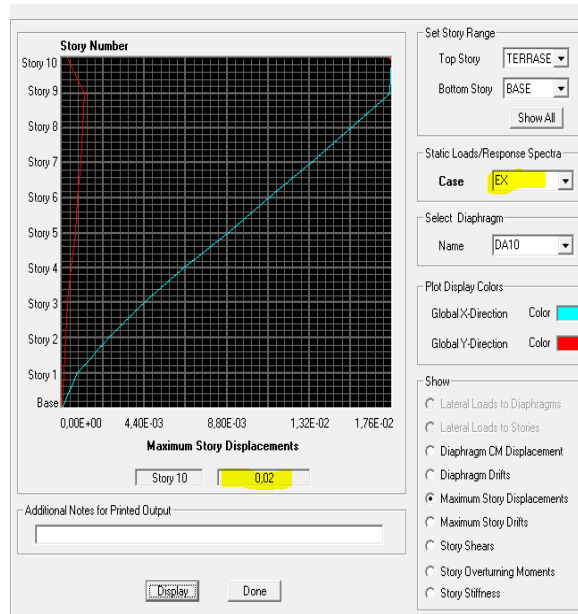
**b). Vérification du déplacement maximal de la structure :**

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible  $\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{28.56}{500} = 0.05$ . (ART B.6.5, 3 /BAEL91).

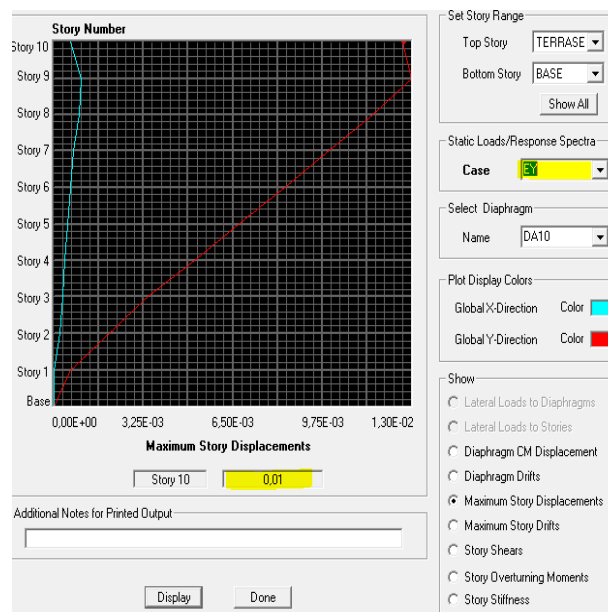
**Détermination du déplacement maximal avec ETABS :**

On suit le cheminement suivant : **Display** → **Show Story Response Plots**.

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 Ex par Ey, 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) : **0.02m**

Déplacement maximal suivant (y-y) : **0.01m**

Flèche admissible :  **$f = 0.05$**

### V.5.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure:

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau.

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau k.

$h_k$  : hauteur de l'étage k.

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'k'

D'où : Si  $\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$  les effets P-Delta peuvent être négligés.

Si non :  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2 \Rightarrow$  les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si :  $\theta_k \geq 0.2 \Rightarrow$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Story	Pk (KN)	H <sub>k</sub> (m)	SENS X-X			SENS Y-Y		
			Δx (m)	Vx(KN)	θ <sub>x</sub>	Δy (m)	Vy(KN)	θ <sub>y</sub>
TERRASE2	219,39	2,4	0,0028	43,68	0,00585978	0,0028	48,07	0,00532463
TERRASE1	2664,98	3,06	0,007	407	0,01497877	0,00455	467,27	0,00848039
ET6	2410,95	3,06	0,007	701,57	0,00786129	0,00455	815,55	0,0043957
ET5	2410,95	3,06	0,0077	931,2	0,006515	0,00525	1098,44	0,00376573
ET4	2472,92	3,06	0,0077	1123,73	0,00553755	0,00525	1340,39	0,00316531
ET3	2472,92	3,06	0,00735	1287,31	0,00461416	0,00525	1543,87	0,00274813
ET2	2472,92	3,06	0,007	1419,66	0,00398476	0,0049	1703,55	0,0023245
ET1	2541,77	3,06	0,0063	1526,83	0,0034274	0,00455	1826,37	0,00206937
RDC	2671,82	3,57	0,0056	1610,55	0,00260227	0,0042	1916,18	0,00164041
ENTRSOL	2320,33	3,57	0,0025	1642,54	0,00098925	0,0021	1948,13	0,00070062

Tableau: V.5.10: Vérification de l'effet P-Delta.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Donc : les effets P-Delta peuvent être négligés.

**5.7. Vérification de l'excentricité :**

**Définition :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs.

**a). Excentricité accidentelle :**

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite «accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

Elle est prise égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit :  $e = 0,05.L_x$ ..... **RPA2003-Art4.2.7.**

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $0.05 L$  (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le sens **x-x (ex)** : On vérifie que :  $e_x = X_{CM} - X_{CR} \leq 5\%L_x$   
 Suivant le sens **Y-Y (ey)** : On vérifie que :  $e_y = Y_{CM} - Y_{CR} \leq 5\%L_y$  } **RPA2003-Art4.3.7.**

**b). Excentricité théorique :**

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée .Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules Suivantes

$E_x = X_{CM} - X_{CR}$   
 $E_y = Y_{CM} - Y_{CR}$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Story	XCM	XCR	Ex	0,05lx	vérification	YCM	YCR	Ey	0,05ly	vérification
ENTRSOL	10,05	10,051	0,001	1,0275	cv	4,781	5,188	0,407	0,63	cv
RDC	10,05	10,051	0,001	1,0275	cv	4,613	5,146	0,533	0,63	cv
ET1	10,05	10,051	0,001	1,0275	cv	4,603	5,112	0,509	0,63	cv
ET2	10,05	10,051	0,001	1,0275	cv	4,602	5,089	0,487	0,63	cv
ET3	10,05	10,051	0,001	1,0275	cv	4,602	5,074	0,472	0,63	cv
ET4	10,05	10,052	0,002	1,0275	cv	4,6	5,066	0,466	0,63	cv
ET5	10,05	10,053	0,003	1,0275	cv	4,599	5,065	0,466	0,63	cv
ET6	10,05	10,054	0,004	1,0275	cv	4,599	5,067	0,468	0,63	cv
TERRASE1	10,085	10,058	0,027	1,0275	cv	4,837	5,076	0,239	0,63	cv
TERRASE2	10,05	10,051	0,001	1,0275	cv	7,05	6,856	0,194	0,63	cv

**Tableau V.5.11 :** Vérification de l'excentricité théorique.

**V.6.Conclusion :** Toutes les exigences recommandées par le RPA99/2003 sont vérifiées. Dans le prochain chapitre, nous allons extraire les efforts internes afin de ferrailer les éléments structuraux.

**Introduction:**

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

**VI-1 Ferrailage des poteaux :**

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

1. L'effort normal maximal et le moment correspondant (pour chercher la plus grande compression).
2. L'effort normal minimal et le moment correspondant (pour chercher la plus grande traction).
3. Le moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant (pour chercher la plus grande flexion).

**VI-1-2 Combinaisons d'actions :**

- ✓  $1,35G + 1,5Q \rightarrow$  (ELU)
- ✓  $G + Q \rightarrow$  (ELS)
- ✓  $G + Q + E \rightarrow$  (RPA 99 modifié 2003)
- ✓  $0,8G \pm E \rightarrow$  (RPA 99 modifié 2003)

**VI-1-3 Recommandations et exigences du RPA99 modifié 2003 :****VI-1-3-1 Armatures longitudinales :( RPA 99 modifié 03 art 7-4-2-1) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), et droit sans crochet.

-Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera de 0.8% ( $b \times h$ ) en zone IIa.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de 4%( $b \times h$ ) en zone courante.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de 6% ( $b \times h$ ) en zone de recouvrement.

Etage	section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )
			zone courante	zone de recouvrement
7 <sup>ème</sup> ; 6 <sup>ème</sup> ; 5 <sup>ème</sup>	50x50	20	100	150
4 <sup>ème</sup> ; 3 <sup>ème</sup> ;2 <sup>ème</sup>	45x45	16,2	81	121,5
1 <sup>er</sup> ; RDC:entrsol	40x40	12,8	64	96

**Tableau. VI-1 :** Sections d'armatures minimales selon les exigences du RPA.

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

❖ **Calcul du ferraillage :**

**A- Exposé de la méthode de calcul :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- ✓ Section entièrement tendue (SET).
- ✓ Section partiellement comprimée (SPC).
- ✓ Section entièrement comprimée (SEC).

**1. Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- ◆ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal 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 :

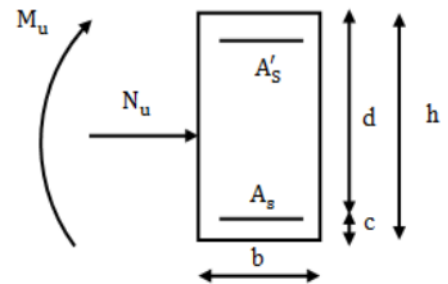
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq [0.337 - 0.81c'/h] bh^2 f_{bc}$$

**Avec :**  $N_u$  : effort de compression.  
 $M_f$  : moment fictif.

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



**-Détermination des armatures :**

- Calcul du moment fictif :

$$M_f = N \left(\frac{h}{2} - c\right) = N \left(e + \frac{h}{2} - c\right)$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_f \leq 0,392 \rightarrow S.S.A \rightarrow A' = 0$$

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- Armatures réelles :

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \rightarrow \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) : \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{cases}$$

$$\mu_f > 0,392 \rightarrow \text{S.D.A} \rightarrow A' \neq 0$$

- Armatures en flexion simple :

$$A'_f = \frac{M_f}{(d - c') \cdot \sigma'_s}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} + A'_f$$

- Armatures en flexion composée :

$$A_f = A'_f ; A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

## 2- Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ♦ Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures (effort de compression)

$$e = \frac{M}{N} < \left( \frac{h}{2} - c \right) ; N : \text{ effort de compression}$$

$$N(d - c') - M_f \geq \left( 0,337 - \frac{0,81 \cdot c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

-Détermination des armatures :

### ➤ 1er cas :

Si :  $N_u(d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{e}{h} \right) b h^2 f_{bc} \implies$  la section est doublement armée.

$$A_s > 0 \text{ et } A_{s'} > 0$$

### La section d'armature :

$$A'_s = \frac{M_f(d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

➤ 2<sup>eme</sup> cas :

Si :  $N_u(d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$   $\implies$  la section est simplement armée.

$A_S > 0$  et  $A_{S'} = 0$

$A_S = \frac{N - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s}$

$A_{S'} = 0$  Avec : 
$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

3- Section entièrement tendue :

$A_S = \frac{N \cdot a}{(d-c') \cdot \sigma_{10}}$  ;  $A_{S'} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_1$  Avec :  $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

**Remarque :**

Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$ .

Avec :

**B** : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

◆ Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC» les résultats de calcul a l'état limite ultime sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	NATURE	Asup (cm <sup>2</sup> )	Ainf (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadop (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
Zone I (50x50)	Nmax-Mcorr	-2019,3	-23,643	SEC	0	0	20	20,35	4HA16 +
	Nmin-Mcorr	881,13	12,716	SET	10,29	11,74	20		8HA14
	Ncorr-Mmax	375,68	81,511	SET	0,06	9,33	20		
Zone II (45x45)	Nmax-Mcorr	-1365,18	4,607	SEC	0	0	16,2	18,46	4HA14 +
	Nmin-Mcorr	314,17	25,869	SET	2,27	5,59	16,2		8HA14
	Ncorr-Mmax	87,06	69,395	SPC	0	5,36	16,2		
Zone III (40x40)	Nmax-Mcorr	-668,04	6,99	SEC	0	0	12,8	13,57	4HA12 +
	Nmin-Mcorr	2,09	15,057	SPC	0	1,05	12,8		8HA12
	Ncorr-Mmax	-35,93	52,947	SPC	0	3,22	12,8		

Tableau VI.2: Calcul du ferrailage pour les poteaux.

**VI-1-3-2 Calcul des armatures transversales : selon le R.P.A 99 modifié 2003 (art.7.4.22)**

Les armatures transversales dans les poteaux, sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

$A_t$  : armatures transversales

$T_u$  : effort tranchant de calcul

$h_1$ : hauteur totale de la section brute

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

- Pour :  $\lambda \geq 5 \Rightarrow \rho = 2,5$
- Pour :  $\lambda < 5 \Rightarrow \rho = 3,75$

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad L_f = 0.7h_e$$

$L_f$ : La longueur de flambement des poteaux.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

- La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en% est donnée par :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%b \times S_t$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%b \times S_t$$

$3 < \lambda_g < 5$  Interpolation entre les valeurs limite du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants  $\emptyset > 12\text{mm}$  pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $(10\emptyset_{\min})$ .

**a) Espacement des armatures (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale**

$$S_t \leq \min(10\emptyset ; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1,2 ; 15\text{cm}) = \min(12 ; 15\text{cm}) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Dans la zone courante**

$$S_t \leq 15 \emptyset$$

$$S_t \leq 15 \emptyset = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec :  $\emptyset L = 12 \text{ mm}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

- **Conclusion :**

On adopte :  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante

**b) Le Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99) :**

D'après le BAEL91 Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_1 = \frac{\phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} \quad \text{soit } \phi_1 = 8\text{mm}$$

$\phi_1$  : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour **4HA8=2.01cm<sup>2</sup>**

**c) Longueurs de recouvrement (Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003) :****Pour les HA16 :**

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$$

**Pour les HA14 :**

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$$

**Pour les HA12 :**

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$$

**d) La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91) :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

**Pour les HA16 :**

$$l_s = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.43\text{cm} \implies \text{On prend : } L_s = 60\text{ cm}$$

**Pour les HA14 :**

$$l_s = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38\text{cm} \implies \text{On prend : } L_s = 50\text{cm}$$

**Pour les HA12 :**

$$l_s = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.33\text{cm} \implies \text{On prend : } L_s = 45\text{ cm}$$

**e) Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec:

$$L_f = 0.7h_e$$

**❖ Poteau 50x50:**

Pour l'Entre sol et le RDC:  $\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 357}{50} = 4.99 < 5$  Par interpolation :  $\frac{A_t}{s_t b_1} = 0.30\%$

**En zone nodale (St = 10 cm) :**

$$A_{tmin} = 0,30\% \times S_t \times b = 0,0030 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

**En zone courante (St = 15cm) :**

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$

**Pour le 1<sup>er</sup> étage :**  $\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7 \times 306}{50} = 4,28 < 5$  Par interpolation :  $\frac{A_t}{S_t b_1} = 0,48\%$

**En zone nodale (St = 10 cm)**

$$A_{tmin} = 0,48\% \times S_t \times b = 0,0048 \times 10 \times 50 = 2,4 \text{ cm}^2$$

**En zone courante (St = 15cm) :**

$$A_{tmin} = 0,48\% \times S_t \times b = 0,0048 \times 15 \times 50 = 2,6 \text{ cm}^2$$

❖ **Poteau 45x45:**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7 \times 306}{45} = 4,76 < 5 \quad \text{Par interpolation : } \frac{A_t}{S_t b_1} = 0,36\%$$

**En zone nodale (St = 10 cm) :**

$$A_{tmin} = 0,36\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 10 \times 45 = 1,62 \text{ cm}^2$$

**En zone courante (St = 15cm) :**

$$A_{tmin} = 0,36\% \times S_t \times b = 0,0036 \times 15 \times 45 = 2,43 \text{ cm}^2$$

❖ **Poteau 40x40:**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7 \times 306}{40} = 5,355 > 5$$

**En zone nodale (St = 10 cm) :**

$$A_{tmin} = 0,30\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$$

**En zone courante (St = 15cm) :**

$$A_{tmin} = 0,30\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2$$

On adopter **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup> ≥ At min**

**f) Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

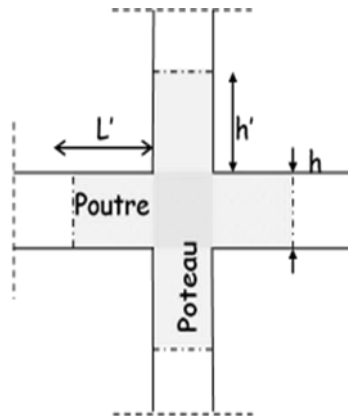


Figure VI.2 Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

❖ Poteaux (50 x 50)

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left( \frac{357}{6}; 50; 50; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{Max} (59.5; 45; 45; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

❖ Poteaux (45x 45)

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left( \frac{306}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{Max} (51; 40; 40; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

❖ Poteau (40 x 40) :

$$h' = \text{max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left( \frac{306}{6}; 40; 40; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{max} (51; 50; 50; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

g) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art 7.4.3.2 RPA99 modifié 2003) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 0.875 \text{ MPa}$$

$$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$$

niveau	poteau	b (m)	d (m)	T (KN)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_b$	$\bar{\tau}_{bu}$	Vérification $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu}$
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>	40x40	0,4	0,37	37,53	5,36	0.075	0,254	0.875	Cv
2 <sup>ème</sup> ,3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup> étage	45x45	0,45	0,42	45,92	4,76	0,04	0,243	1	Cv
1 <sup>er</sup> étage	50x50	0,5	0,47	51,51	4,28	0,04	0,219	1	Cv
entre- sol ,RDC					4,99	0,04	0,219	1	

Tableau VI.3: Vérification des contraintes tangentielles.

VII-1-2 Vérification à L'ELS :

a. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99) :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est de :

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

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

SECTION	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	$e_s$ (m)	OBS	$A_{min}$	adopter (cm)	$A_{min} \leq A_{adp}$
						(cm <sup>2</sup> )		
50x50	$N_{max}-M_{cor}$	-1464,79	-29,714	0,02	SEC	8,25	20,35	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-381,91	-13,263	0,034	SEC	10,89		CV
	$M_{max}-N_{cor}$	-1342,05	-29,714	0,022	SEC	9,47		CV
45x45	$N_{max}-M_{cor}$	-991,35	3,188	0,003	SEC	6,49	18,46	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-186,74	-17,696	0,094	SPC	0		CV
	$M_{max}-N_{cor}$	-200,45	-21,858	0,109	SPC	0		CV
40x40	$N_{max}-M_{cor}$	-485,87	4,891	0,01	SEC	5,47	13,57	CV
	$N_{min}-M_{cor}$	-49,86	-22,649	0,454	SPC	1,49		CV
	$M_{max}-N_{cor}$	-68	-25,422	0,373	SPC	1,36		CV

Tableau VI-4: vérification de la condition de non fragilité.

b. Vérification des contraintes à L'ELS :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 348MPa$

Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

- **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Si  $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$  la section partiellement comprimée.

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c \qquad l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

$y_1$  : La distance entre axe neutre à l'ELS est la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp

$l_c$  : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  Est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90A'_s \frac{l_c - c'}{b} + 90A'_s \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90A'_s \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90A'_s \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation on calcul  $\Delta$  :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) \quad ; u = \sqrt[3]{t} \quad ; y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$$

Si  $\Delta < 0 \rightarrow$  l'équation admet trois racines:

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{a}{3}\right) \qquad y_2^2 = a \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \qquad y_2^3 = a \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positif ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc  $y_1 = y_2 + l_c$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite

$$I_{x-x} = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :  $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I_{x-x}} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Et la contrainte de compression dans l'acier vaut  $\sigma_s = 15\sigma_{bc}$

• **Section entièrement comprimée :**

Si  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$  → la section entièrement comprimée

La section homogène est :  $B_0 = b \times h + \eta(A_s + A'_s)$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times C' + A'_s \times d) \right] \quad V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15[A_s(V_1 - C)^2 + A'_s(V_2 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[ \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_1 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \sigma_{b2} = \left[ \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_2 \right]$$

$N_s$  : effort de compression a l'ELS

$M_s$  : moment fléchissant a l'ELS

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera à l'aide de logiciel SOCOTEC

La vérification à l'ELS nous donne les résultats présents dans le tableau suivant :

SECTION	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	$e_s$ (m)	h/6 (m)	OBS	Béton			Acier		
							$\sigma_b^{sup}$	$\sigma_b^{inf}$	$\sigma_b$	$\sigma_s^{sup}$	$\sigma_s^{inf}$	$\sigma_s$
50x50	$N_{max}-M_{cor}$	-1464,79	-29,714	0,02	0,083	SEC	3,8	5,62	15	58,6	82,6	348
	$N_{min}-M_{cor}$	-381,91	-13,263	0,034	0,083	SEC	0,82	1,63		13,1	23,8	
	$M_{max}-N_{cor}$	-1342,05	-29,714	0,022	0,083	SEC	3,4	5,22		52,7	76,7	
45x45	$N_{max}-M_{cor}$	-991,35	3,188	0,003	0,075	SEC	4,04	3,77	15	60,3	56,9	348
	$N_{min}-M_{cor}$	-186,74	-17,696	0,094	0,075	SPC	0	1,48		1,39	20,7	
	$M_{max}-N_{cor}$	-200,45	-21,858	0,109	0,075	SPC	0	1,71		0,25	23,8	
40x40	$N_{max}-M_{cor}$	-485,87	4,891	0,01	0,067	SEC	2,72	2,13	15	40,1	32,5	348
	$N_{min}-M_{cor}$	-49,86	-22,649	0,454	0,067	SPC	0	1,91		34,4	23,6	
	$M_{max}-N_{cor}$	-68	-25,422	0,373	0,067	SPC	0	2,19		35,1	27,4	

**Tableau VI-5 : vérification des contraintes du béton et de l'acier a l'ELS**

Le ferraillage final des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Niveaux	section	Armature longitudinale
Entre sol-RDC-1 <sup>er</sup> étage	50x50	4HA16+8HA14
2 -3-4 <sup>eme</sup> étages	45x45	4HA14+8HA14
5-6-7 <sup>eme</sup> étages	40x40	4HA12+8HA12

**Tableau VI-6: Ferraillage des poteaux.**

## VI-2-Ferrailage des poutres :

### VI-2-1 Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchant, donc leurs calcul se fera en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

Combinaisons d'actions :

- ✓  $1,35G + 1,5Q \rightarrow$  (ELU-BAEL)
- ✓  $G + Q \pm E \rightarrow$  (RPA 99 modifié 2003)
- ✓  $0,8G \pm E \rightarrow$  (RPA 99 modifié 2003)

Les vérifications se feront à l'ELS avec la combinaison suivante :

- ✓  $G+Q \rightarrow$  (ELS-BAEL)
- ✓

### VI-2-2 Recommandations et exigences du RPA99 modifié 2003 :

#### A- Armatures longitudinales :( RPA 99 modifié 2003 art. 7-5-2-1) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4 % en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	Amin (cm <sup>2</sup> )0,5%	Amax (cm <sup>2</sup> ) 4 % zone courante	Amax (cm <sup>2</sup> ) 6% zone de recouvrement
<b>Poutre principale (30x40)</b>	6	48	72
<b>Poutre secondaire (30x35)</b>	5,25	42	63

Tableau VI-7 : Section des armatures longitudinales.

- ♣ La longueur minimale de recouvrement est de :  $40\phi$  (en zone IIa)
- ♣ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- ♣ Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

#### B- Armatures transversales :( RPA 99 modifié 2003 art. 7-5-2-2) :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :
 
$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :
 
$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right)$$
 En zone nodale et en travée.
 
$$S_t^{\max} \leq \frac{h}{2}$$
 : en dehors de la zone nodale (zone courante)

Avec :  $\phi_{\min}$  le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI.2.3. Calcul du ferrailage :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

#### ➤ Etape de calcul :

$$\text{calcul du moment réduit} \Rightarrow \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \text{ avec : } \begin{cases} f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{cases}$$

$$\text{situation durable (1,35G + 1,5Q)} \Rightarrow \begin{cases} f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{MPa} \\ \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\text{situation accidentelle (G + Q} \pm \text{E) ou (0,8G} \pm \text{E)} \Rightarrow \begin{cases} f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,5 \text{MPa} \\ \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 \Rightarrow \text{si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24h} \\ \theta = 0,85 \Rightarrow \text{si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 24h} \end{cases}$$

$$\text{Calcul du moment réduit limite } (\mu_1) \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{FeE400} \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_1 = 0,392$$

en comparant les deux moments réduits ( $\mu$ ) et ( $\mu_1$ ), deux cas se présentent:

- ✚ Si  $\mu \leq \mu_1 = 0,392$  la section est simplement armée (SSA) c à d la section ne contiendra que les aciers tendus alors :

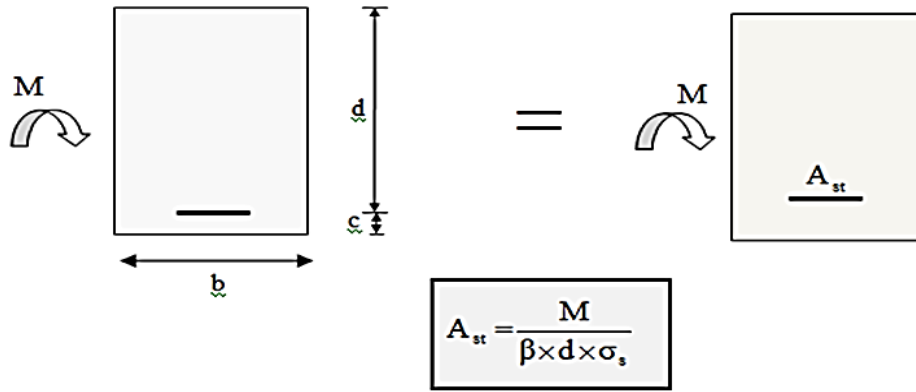


Figure VI-3 : Disposition des armatures tendus S.S.A

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0,392$  la section est doublement armée (SDA) c à d la section contiendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés :

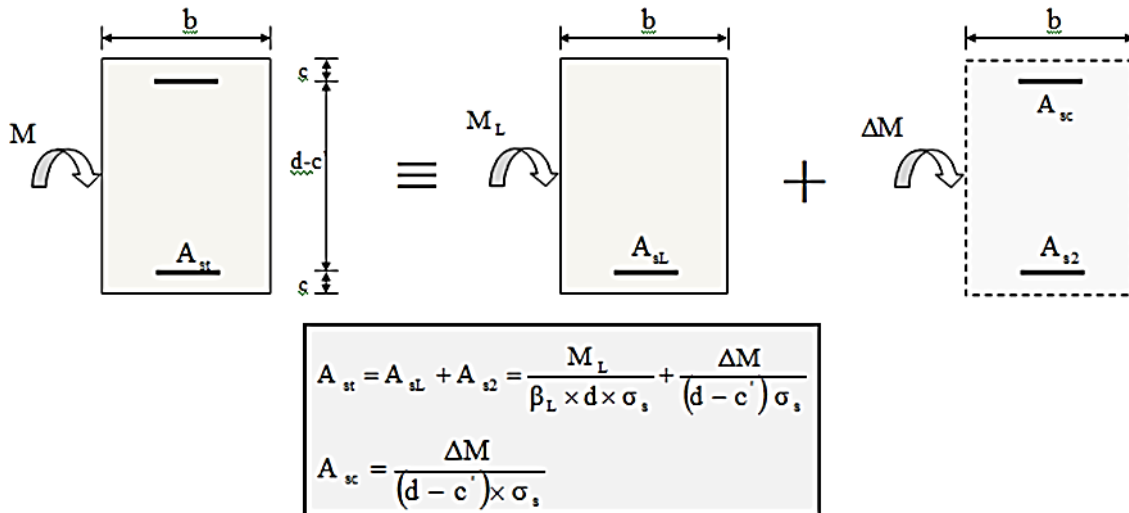


Figure VI-4 : Disposition des armatures SDA

On calcul :  $M_l = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$

$$\Delta M = M - M_l$$

Avec :

$M_l$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : Moment maximum à l'ELU dans les poutres.

➤ **Sollicitation de calcul:**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Type	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Poutre principale	30x40	Appui	-82,445	118,77
		Travée	54,104	
Poutre secondaire	30x35	Appui	-62,254	40,31
		Travée	27,914	

Tableau VI-8 : sollicitation de calcul.

## ➤ Poutre principales :

En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{54.104 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.092 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{54.104 \times 10^3}{0.952 \times 37 \times 348} = 4.41 \text{ cm}^2$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{82.445 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.142 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.924$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{82.445 \times 10^3}{0.924 \times 37 \times 348} = 6.93 \text{ cm}^2$$

## ➤ Poutre secondaire :

-En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{27.914 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.064 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{27.914 \times 10^3}{0.967 \times 32 \times 348} = 2.59 \text{ cm}^2$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{62.254 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.142 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.923$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{62.254 \times 10^3}{0.923 \times 32 \times 348} = 6.05 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:

**a. Ferrailage des poutres principales (30×40) :**

	$M_{\max}$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{st}$ ( $\text{cm}^2$ )	Ferrailage	$A_{\text{adopte}}$ ( $\text{cm}^2$ )
Travée	54,104	0,092	SSA	0,952	4,41	3HA14	4,62
Appuis	82,445	0,142	SSA	0,923	6,93	3HA14+3HA12 Chap	8,01

**Tableau VI-9:** ferrailage des poutres principales.

**b. Ferrailage des poutres secondaire (30×35) :**

	$M_{\max}$ (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{st}$ ( $\text{cm}^2$ )	Ferrailage	$A_{\text{adopte}}$ ( $\text{cm}^2$ )
Travée	27,914	0,064	SSA	0,967	2,59	3HA14	4,62
Appuis	62,254	0,142	SSA	0,963	6,05	3HA14+2HA12	6,88

**Tableau VI-10:** ferrailage des poutres secondaires.

**VI-2-4 Vérification à l'ELU :**

**a. Condition non fragilité : (BAEL 91 modifié 99 art A.4.2)**

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

**Poutres principales (30 x 40) :**

$$A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Poutres secondaires (30 x 35) :**

$$A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

**b. Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifié 99 art A.5.211)**

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

**Poutres principales (30 x 40) :**

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} = \frac{118,77 \times 10^3}{300 \times 370} = 1,07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Poutres secondaires (30x 35) :**

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} = \frac{40,31 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,491 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

▪ **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq \bar{V}_u = \frac{0,4 \times 0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutre	Effort tranchant (KN)		b	d	$f_{c28}$	$\bar{V}_u$	Observe
Principale	$V_u^{max}$	118,77	30	37	25	666	Condition vérifiée
Secondaire	$V_u^{max}$	40,31	30	32	25	576	Condition vérifiée

**Tableau VI-11:** Influence de l'effort tranchant sur le béton.

▪ **Influence sur les armatures (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.2) :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Avec :  $M_u$  en valeur algébrique

Si  $\left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \Rightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire.

-Pour les poutres principales :  $V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 118,77 - \frac{54,104}{0,9 \times 0,37} = -43,70 < 0$

-Pour les poutres secondaires :  $V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 40,31 - \frac{27,914}{0,9 \times 0,32} = -56,61 < 0$

$\Rightarrow$  Donc aucune vérification n'est nécessaire.

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi$  : Sommes des périmètres utiles des armatures

♦ **Poutres principales (30x 40) :**

$$\sum u_i = 3 \times 3.14 \times (14 + 12) = 244.92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{118.77}{0.9 \times 370 \times 244.92} \times 10^3 = 1.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

♦ **Poutres secondaires (30 x 35) :**

$$\sum u_i = (3 \times 3.14 \times 14) + (2 \times 3.14 \times 12) = 207.24 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{40.31}{0.9 \times 320 \times 207.24} \times 10^3 = 0.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**e. Calcul de la Longueur de scellement droit :**

$$\ell_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} \Rightarrow \begin{cases} \text{Pour HA 14} \Rightarrow \ell_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 3,15} = 44,44 \text{ cm} \\ \text{Pour HA 12} \Rightarrow \ell_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 3,15} = 38,09 \text{ cm} \end{cases}$$

Les règles du (BAEL 91 modifié 99 .art. A.6.1) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à 0.4L<sub>s</sub> pour les aciers HA.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour HA 14} \Rightarrow \ell_c = 0,4 \times 44,44 = 18 \text{ cm} \\ \text{Pour HA 12} \Rightarrow \ell_c = 0,4 \times 38,09 = 16 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**f. Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

**Poutres principales (30 x 40) :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{40}{35} ; \phi_l ; \frac{35}{10} \right) = \min(1,14 \text{ cm} ; 1,4 \text{ cm} ; 3,5 \text{ cm}) = 1,14 \text{ cm}$$

**Poutres secondaires (30 x 35) :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{35}{35} ; \phi_l ; \frac{30}{10} \right) = \min(1 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm} ; 3 \text{ cm}) = 1 \text{ cm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8, soit **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>**

g. Calcul des espacements :

	Calcul de $S_t$ (cm)			$A_t=0.003xS_txb$	Ferraillage (cm <sup>2</sup> )
Poutre principale	Zone nodale	$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$ $\min(10 ; 16.8)$	$S_t = 10$	0.9	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
	Zone courante	$S'_t \leq 22.5$ $S'_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t = 15$	1.35	
Poutre secondaire	Zone nodale	$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$ $\min(10 ; 16.8)$	$S_t = 10$	0.75	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
	Zone courante	$S'_t \leq 20$ $S'_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t = 15$	1.12	

Tableau VI-12: Vérifications armatures transversale à l'ELU.

h. Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 99 [13] en page 63 (Zone nodale) comme suit :

$$L' = 2.h$$

Avec :

.  $L'$  : Longueur de la zone nodale.

.  $h$  : Hauteur de la poutre.

Poutres principales :  $l' = 2 \times 40 = 80$  cm.

Poutres secondaires :  $l' = 2 \times 35 = 70$  cm.

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 80\text{cm}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Entrsol. RDC : } \max\left(\frac{357}{6}; 50; 50; 80\text{cm}\right) = 80\text{cm} \\ \text{etage courant : } \max\left(\frac{306}{6}; 45; 45; 80\text{cm}\right) = 80\text{cm} \end{cases}$$

VI-2-5 Vérification à l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91). [14].

b. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} \rightarrow \begin{cases} K_1 \\ \beta_1 \end{cases} \rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELU.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

		Moments (KN.m)		Combinaison
<b>Poutre principale</b>	Travée	$M_{st}$	38,491	ELS
	Appui	$M_{st}$	-59,767	ELS
<b>Poutre secondaire</b>	Travée	$M_{st}$	12,581	ELS
	Appui	$M_{st}$	-19,617	ELS

**Tableau VI-13: Moments à l'ELS.**

Résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		Moments (KN.m)	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$A_{st}$	d	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
P.P	Travée	38,491	0,416	0,901	35,5	4,62	37	249,91	348	C.V	7,039	15	C.V
	Appuis	-59,767	0,712	0,877	25,65	8,01	37	229,94	348	C.V	8,96	15	C.V
P.S	Travée	12,581	0,481	0,895	32,62	4,62	32	95,082	348	C.V	2,91	15	C.V
	Appuis	-19,617	0,717	0,877	25,65	6,88	32	99,56	348	C.V	3,88	15	C.V

**Tableau VI-14: Vérifications des contraintes à L'ELS.**

**c. -Dispositions Constructives :**

Conformément au DTR BC 241 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA 93 »), Annexe E3, concernant la longueur des chapeaux et arrêt des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis est au moins égale à :

**Pour les chapeaux :**

- 1/5 de la plus grande portée de deux travées encadrant l'appui considéré, s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- 1/4 de la plus grande portée de deux travées encadrant l'appui considéré, s'il s'agit d'un appui appartenant à une travée de rive.

**Pour les armatures inférieures :**

- La moitié au moins de la section des armatures inférieures en travée  $A_{st}$  est prolongée jusqu'aux appuis (filantes).
- Les armatures du second lit sont arrêtées à une distance du nu des appuis au plus égales au 1/10 de la portée.

**d. Vérification de la flèche : BAEL 91/révisé 99 (Art .B.6.5, 1).**

La valeur de la flèche sera extraite de logiciel ETABS, selon les deux sens.

$$F_{ETABS} < \frac{l}{500}$$

➤ **Poutres principales :**

$$F_{ETABS} = 0.05 \text{ cm} < F_{adm} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$F_{ETABS} = 0.015 \text{ cm} < F_{adm} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm} \dots\dots\dots CV. \quad \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

### VI-3 Ferrailage des voiles :

#### VI-3-1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Les voiles sont ferrillés en trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Notre ouvrage comprend deux(02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferriller par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- Zone I : Entresol, RDC, 1<sup>er</sup> étage.
- Zone II : 2, 3, 4<sup>ème</sup> étage.
- Zone III : 5, 6, 7<sup>ème</sup> étage.

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

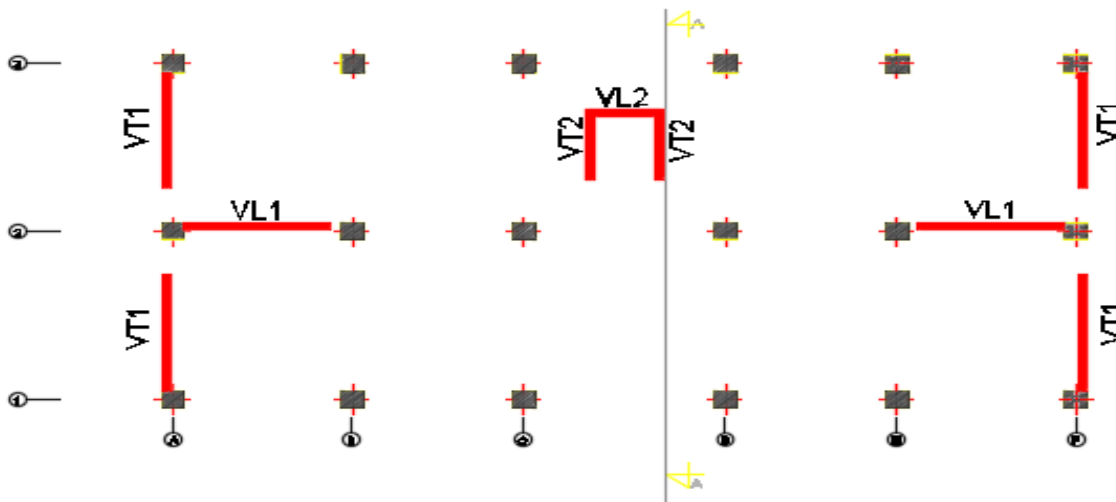


Fig. VI-5 : DISPOSITION DES VOILES

#### VII.3.2 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- **BAEL91/modifiée99 :**  
 ELU :  $1.35G + 1.5Q$   
 ELS :  $G + Q$

- **RPA99/modifiée2003 :**

$$G+Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

### VII-3-3 Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1.5$

### VI-3-4 Exposé de la méthode de calcul :

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d). La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du béton

**I** : moment d'inertie / **V et V'** : bras de levier  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

#### Remarque :

- Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.
- Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) \rightarrow [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec : **h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

**L<sub>c</sub>** : la longueur de la zone comprimée.

**L** : longueur du voile

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

Après on aura La longueur de la zone tendue  $L_t$  tel que :  $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

- En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :
  - ♣ Section entièrement comprimé (**SEC**)
  - ♣ Section entièrement tendue (**SET**)
  - ♣ Section partiellement comprimé (**SPC**)

VI-3-5 Déterminations des armatures :

A- Armatures verticales :

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VI-3-1 : Tableau des efforts normaux.

Calcul d'armatures :

section	Armatures verticales :
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau VI-3-2 : Tableau des armatures verticales.

Avec :

**e** : épaisseur du voile

**B** : section du tronçon considéré.

**d** : la longueur de la bande sur laquelle se fera le ferrailage.

- ⌊ Situation accidentelle :  $\sigma_s = 400\text{MPa}$ .
- ⌊ Situation courante :  $\sigma_s = 348\text{MPa}$ .

$\sigma_{\max}$ : La contrainte la plus défavorable max.

$\sigma_{\min}$ : Contrainte la plus défavorable min.

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance de  $\frac{L}{10}$  chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

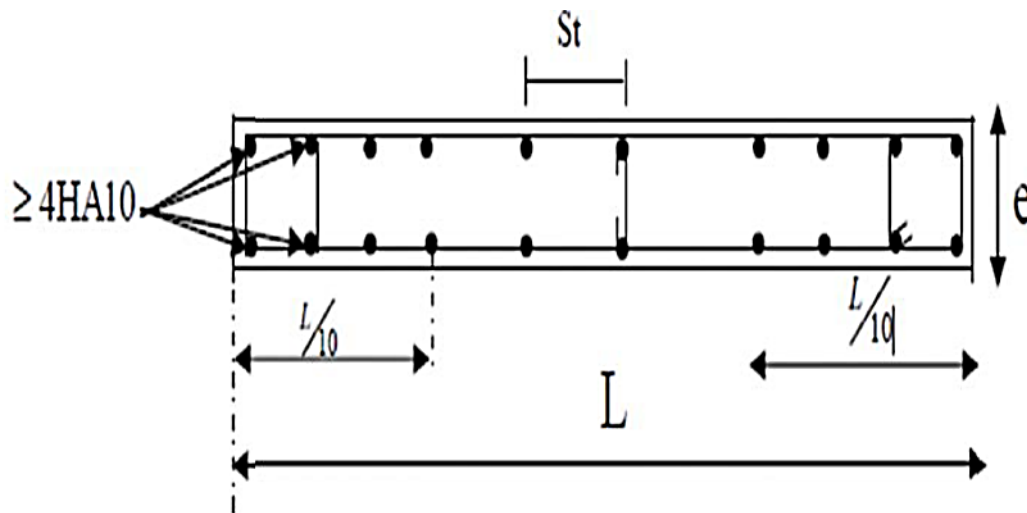


Figure VI-6: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

#### - Armatures minimales :

**Section entièrement comprimée (Art .8.1, 21 BAEL 91). :**

$A_{\min} \geq 4\text{cm}^2$  Par mètre de parement mesurée perpendiculaire à ces a la direction des armatures.

$$0,20\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \%$$

**Avec :**

**B** : section du béton comprimée.

**Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91modifié99):**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

**Avec :**

**B** : section du béton comprimée.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (Art.7.7.4.1 RPA 99/2003).

$$A_{\min} \geq 0,002B$$

**B- Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de  $10\emptyset$ . (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**).

D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

$A_V$ : Section des armatures verticales.

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

**C- Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003) Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

**D- Armatures de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

- ❖ **Remarque** : Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**E- Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est  $A_p \geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**f- Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :  
 $A_V$  et  $A_H > 0,15\%B$ .....Globalement dans la section du voile.  
 $A_V$  et  $A_H > 0,10\%B$ .....en zone courante.

Avec :

**B**: section du béton.

➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5a \quad \text{Avec : } a=20\text{cm : épaisseur du voile.}$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{37,5\text{cm} , 30\text{cm}\} \rightarrow S_t = 30\text{cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

**40Ø** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

**20Ø** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 250 = 25\text{mm}.$$

### VII-3-6 Les vérifications:

a. **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

$N_s$  : L'effort normal appliqué.

$B$  : section du béton.

$A$  : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible.

b. **Vérification de la contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

- D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement  $\bar{\tau}_u = \min(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa})$

- D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V}_u = 1,4V_u$$

$V_u$ : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

$b$ : Epaisseur du voile.

$d$ : Hauteur utile ( $d= 0,9 h$ ).

$h$ : Hauteur totale de la section brute.

**Exemple de calcul :****A. Ferrailage des armatures :**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinale VL1= 3.5 m sur la zone II.

**1) Caractéristiques géométriques :**

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 3.5\text{m} \\ e = 0.2\text{ m} \\ B = 0,7\text{ m} \end{array} \right.$$

**2) Sollicitations de calcul :**

On calcul les efforts ( $N_i$  et  $N_{i+1}$ ) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= 3021.96\text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} &= -4831.52\text{KN/m}^2 \end{aligned}$$

**3) Largeur de la zone comprimée «  $L_c$  » et de la zone tendue «  $L_t$  » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} \times L = \frac{3021.96}{3021.96 + 4831.52} \times 3.5 = 1.35\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.5 - 1.35 = 2.15\text{m}$$

**4) Calcul «  $d$  » :**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur ( $d$ ):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min(2.71; 0.902) = 0.902\text{m.}$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0,35 = 2.71\text{m}$$

**5) Détermination de  $N$  :**

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{l_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{4831.52(2.15 - 0.902)}{2.15} = 2806.807\text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4831.52 + 2806.807}{2} \times 0.902 \times 0,20 = 689.24\text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{2806.807}{2} \times 0.902 \times 0,20 = 253.269 \text{KN.}$$

6) Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ere}} \text{ bande: } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{689.24}{348 \times 10^{-1}} = 19.810 \text{cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande: } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{253.269}{348 \times 10^{-1}} = 7.28 \text{cm}^2$$

7) Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \times \frac{945.86 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 36.42 \text{cm}^2$$

8) Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right) \quad \text{Avec } B = d \times e$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{0.902 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0.902 \times 0,20\right) = \max(9.471 ; 3.608) = 9.471 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 9.471 \text{cm}^2$$

9) Calcul des sections totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 19.81 + \frac{36.42}{4} = 28.91 \text{cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 7.28 + \frac{36.42}{4} = 16.38 \text{cm}^2$$

10) Ferrailage adopté :

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1er bande	A1=28,91	2×10HA14=30,78cm <sup>2</sup>	St=10cm
2 eme bande	A2=16,38	2×10HA12=22.62cm <sup>2</sup>	St=12cm

Tableau VI-3-3 : Ferrailage adopté.

11) Armatures horizontales :

$$\text{-D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{30.78}{4} = 7.70 \text{cm}^2$$

$$\text{-D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0.15 \% B = 0,0015 \times 0,20 \times 2.15 = 6.46 \text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_H = 7.70 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 8\text{HA12} = 9.05 \text{cm}^2 / 1\text{m de hauteur ; avec } S_H = 15 \text{ cm.}$$

**12) Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4HA8).

**❖ Les vérifications :****1) Vérification des espacements:**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t = \min(1,5e ; 30cm) = S_t = \min(1,5 \times 20 ; 30cm) = \min(30; 30cm)$$

$$S_t = 10 \text{ cm et } 12 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$S_H = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**2) Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1875,66 \times 10^3}{200 \times 3500 + 15 \times 53,4 \times 10^2} = 2,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**3) Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b \times d} = \frac{1,4 \times 945,86 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3500} = 2,102 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,439 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{945,86 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3500} = 1,501 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,501 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

## ❖ Ferrailage des Voiles :

## • Voile longitudinal :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,5	3,5	3,5	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,7	0,7	0,7	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5931,35	3021,96	3600	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7740,91	-4831,52	-3426,41	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	1002,8	945,86	552,89	
	L <sub>t</sub> (m)	1,98	2,15	1,71	
	L <sub>c</sub> (m)	1,52	1,35	1,79	
	d (m)	1,017	0,902	1,201	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3766,906	2806,807	1014,410	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1170,71	689,24	533,55
		N <sub>2</sub>	383,214	253,269	121,878
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	33,64	19,81	15,33
		A <sub>v2</sub>	11,01	7,28	3,50
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		38,61	36,42	21,29
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	43,29	28,91	20,65
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	20,66	16,38	8,82
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		10,68	9,47	12,62
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	44,24	30,78	22,62
		Bonde 2	22,62	22,62	15,7
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 11HA16	2 x 10HA14	2 x 10HA12
		Bonde 2	2 x 10HA12	2 x 10HA12	2 x 10HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10cm
		Bonde 2	10 cm	12cm	13 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		5,94	6,46	5,12
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		11,06	7,70	5,16
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		10HA12/nappe	8HA12/nappe	6HA12/nappe
ep =20cm		(A=11,3 cm <sup>2</sup> )	(A=9,05cm <sup>2</sup> )	(A=6,78cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,592	1,501	0,878
		$\tau_b$ (MPa)	2,228	2,102	1,229
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2653,92	1875,66	986,45
$\sigma_b$ (MPa)		3,32	2,40	1,30	

Tableau VI-3-4 : ferrailage des voiles longitudinale (VL1, VL2)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,75	1,75	1,75	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,35	0,35	0,35	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1865,83	212,74	782,4	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4447,91	-1923,96	-1775,6	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	186,98	90,27	61,23	
	L <sub>t</sub> (m)	1,23	1,58	1,21	
	L <sub>c</sub> (m)	0,52	0,17	0,54	
	d (m)	0,346	0,117	0,359	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3197,804	1781,424	1251,392	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	264,92	43,26	108,56
		N <sub>2</sub>	110,803	20,796	44,878
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	7,61	1,24	3,12
		A <sub>v2</sub>	3,18	0,60	1,29
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		7,20	3,48	2,36
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	9,41	2,11	3,71
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	4,98	1,47	1,88
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3,64	1,23	3,77
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	13,56	13,56	13,56
		Bonde 2	9,04	9,04	9,04
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2 x 6HA12	2 x 6HA12	2 x 6HA12
		Bonde 2	2 x 4HA12	2 x 4HA12	2 x 4HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde 1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		3,70	4,73	3,64
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,39	3,39	3,39
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe
ep =20cm		(A=5,65 cm <sup>2</sup> )	(A=5,65cm <sup>2</sup> )	(A=5,65cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,594	0,287	0,194
		$\tau_b$ (MPa)	0,831	0,401	0,272
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	484,58	367,86	236,73
$\sigma_b$ (MPa)		1,26	0,96	0,62	

Tableau VI-3-5 : ferrailage des voiles longitudinales (VL3)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,95	1,95	1,95	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,39	0,39	0,39	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1950,81	985,55	758,03	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6297,62	-2325,06	-1179,95	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	204,62	121,81	127,89	
	L <sub>t</sub> (m)	1,49	1,37	1,19	
	L <sub>c</sub> (m)	0,46	0,58	0,76	
	d (m)	0,309	0,389	0,511	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4990,577	1664,742	672,070	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	348,80	155,18	94,64
		N <sub>2</sub>	154,207	64,748	34,345
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	10,02	4,46	2,72
		A <sub>v2</sub>	4,43	1,86	0,99
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		7,88	4,69	4,92
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	11,99	5,63	3,95
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	6,40	3,03	2,22
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3,24	4,08	5,37
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	13,56	13,56	13,56
		Bonde 2	13,56	13,56	13,56
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2 x 6HA12	2 x 6HA12
Bonde 2			2 x 6HA12	2 x 6HA12	2 x 6HA12
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde 1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		4,47	4,11	3,56	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,39	3,39	3,39	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		4HA12/nappe	4HA12/nappe	4HA12/nappe	
ep =20cm		(A=4,52 cm <sup>2</sup> )	(A=4,52cm <sup>2</sup> )	(A=4,52cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,583	0,347	0,364
		$\tau_b$ (MPa)	0,816	0,486	0,510
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1173,45	896,75	560,12
$\sigma_b$ (MPa)		2,72	2,08	1,30	

Tableau VI-3-6 : ferrailage des voiles transversales (VT1/VT2)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,5	3,5	3,5	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,7	0,7	0,7	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3966,17	1520,14	1479,93	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6262,1	-3442,25	-2304,42	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	$V_u$ (kN)	1312,14	922,23	853,75	
	$L_t$ (m)	2,14	2,43	2,13	
	$L_c$ (m)	1,36	1,07	1,37	
	d (m)	0,909	0,718	0,917	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3604,766	2423,756	1312,867	
	N (kN)	$N_1$	897,20	421,38	331,72
		$N_2$	327,785	174,110	120,396
	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{v1}$	<b>25,78</b>	<b>12,11</b>	<b>9,53</b>
		$A_{v2}$	<b>9,42</b>	<b>5,00</b>	<b>3,46</b>
	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		50,52	35,51	32,87
	A (cm <sup>2</sup> )	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	<b>38,41</b>	<b>20,99</b>	<b>17,75</b>
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	<b>22,05</b>	<b>13,88</b>	<b>11,68</b>
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )		9,55	7,54	9,63
	$A_v$ adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	<b>40,22</b>	<b>27,7</b>	<b>27,7</b>
Bonde 2		<b>22,62</b>	<b>18,1</b>	<b>18,1</b>	
aillage des v	Choix des barres	Bonde 1	<b>2 x 10HA16</b>	<b>2 x 9HA14</b>	<b>2 x 9HA14</b>
		Bonde 2	<b>2 x 10HA12</b>	<b>2 x 8HA12</b>	<b>2 x 8HA12</b>
	$S_t$ (cm)	Bonde 1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	12 cm	17cm	18 cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm <sup>2</sup> )/bande		6,43	7,28	6,39
	$A_H$ /nappe (cm <sup>2</sup> )		10,06	6,93	6,93
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>10HA12/nappe</b>	<b>8HA12/nappe</b>	<b>6HA12/nappe</b>
ep =20cm		<b>(A=11,3cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=9,05cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=6,78cm<sup>2</sup>)</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	2,083	1,464	1,355
		$\tau_b$ (MPa)	2,916	2,049	1,897
	ELS	$N_s$ (kN)	4981,83	3480,45	1838,84
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>6,27</b>	<b>4,53</b>	<b>2,39</b>

Tableau VI-3-7 : ferrailage des voiles transversales (VT3/VT4/VT5/VT6)

**VII-1 Introduction :**

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

**a. Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

**b. Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

**VII-2 Choix et type de fondations :**

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du sol de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable

**VII-3 Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**VII-4 Pré-dimensionnement des semelles :****a) Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal « N » à l'ELS qui est obtenu à la base de tous les poteaux de l'entresol. (le poteau le plus sollicité).

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Homothécité des dimensions} \rightarrow \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \frac{50}{50} = 1 \rightarrow A = B$$

$$\text{d'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{k \cdot \bar{\sigma}_{\text{sol}}}}$$

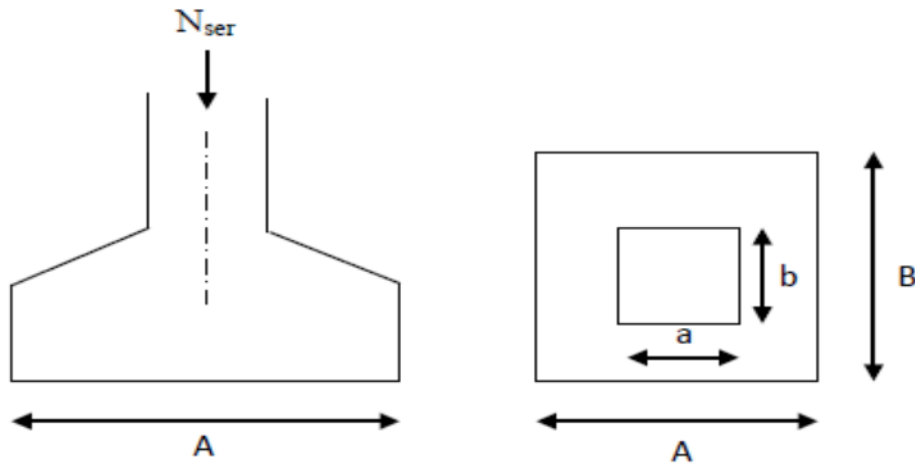


Figure VII-1 : Dimensionnement d'une fondation

#### Exemple de calcul :

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$$N_s = 1464.79 \text{ kN} \quad \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1464.79}{200}} = 2.70 \text{ m} \rightarrow \text{On opte pour } A=B= 3 \text{ m}$$

On a la section des semelles sous poteau totale est:  $S=n B^2=18 \times 3^2=162 \text{ m}^2$

**Avec:**

**n:** nombre des poteaux

La section totale à la base est :  $S_t=20,55 \times 12.60 =258.93 \text{ m}^2$

Donc :  $S_t=162 \text{ m}^2 > 50\% S_{\text{bat}}=129.465 \text{ m}^2$

#### Remarque :

On remarque que la surface occupée par les semelles sous poteaux dépasse **50** de la Surface totale du bâtiment, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à Notre cas. Alors il faut opter pour des semelles filantes.

**b) Semelles filantes :****b)-1 Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

**B** : Largeur de la semelle.

**L** : Longueur de la semelle sous voile.

**G** : Charge permanente revenant au voile considéré.

**Q** : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol. ( $\sigma_{sol} = 0.20$  MPa).

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

- Sens longitudinal :**

Voile	$N_s$ [KN]	L[m]	B [m]	L*B [m <sup>2</sup> ]
VL1	2653,92	3,5	3,79	13,265
VL1'	2653,92	3,5	3,79	13,265
VL2	484,58	1,75	1,38	2,415
			<b>Somme</b>	28,945

**Tableau VII-1 : Surface de la semelle filante sous les voiles longitudinaux.**

- Sens transversale:**

Voile	$N_s$ [KN]	L[m]	B [m]	L*B [m <sup>2</sup> ]
VT1	4981,83	3,5	7,11	24,885
VT1''	4981,83	3,5	7,11	3,58
VT1'''	4981,83	3,5	7,11	3,88
VT1''''	4981,83	3,5	7,11	24,885
VT2	1173,45	1,95	3	1,46
VT2'	1173,45	1,95	3	1,48
			<b>Somme</b>	60,17

**Tableau VII-2 : Surface de la semelle filante sous les voiles transversaux. .**

La surface des semelles filantes sous voiles est :

$$Sv = \sum Si = 28,945 + 60,17 \rightarrow sv = 89,115$$

**b)-2 Semelles sous poteaux :****1. hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

**2. Etapes de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .
- Détermination des coordonnées de la structure :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$ .

avec :

**e**: excentricité de la structure  
**e<sub>i</sub>**: excentricité de chaque élément

- Détermination de la distribution (**par ml**) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$

$\Rightarrow$  Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique C)

Poteaux	N <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	N <sub>s</sub> e <sub>i</sub>	M <sub>s</sub>
1	1008,82	4,7	4741,454	-0,515
2	1273,96	0	0	-0,56
3	1464,79	-4,7	-6884,51	0,741
<b>Σ</b>	<b>3747,57</b>		<b>-2143,06</b>	<b>-0,334</b>

**Tableau VII-3 : Détermination de la résultante des charges L'ELS.**

**La résultante :**

$$R = \sum N_i = 3747.57[\text{KN}]$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \left| \frac{2143.06 + 0.334}{3747.57} \right| = 0.572[\text{m}]$$

Donc l'excentricité **e = 0.572 [m]** → **Répartition trapézoïdale.**

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + 6 \frac{e}{L}\right) = \frac{3747.57}{12.6} \left(1 + 6 \times \frac{0.572}{12.6}\right) = 378.44 \text{KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - 6 \frac{e}{L}\right) = \frac{3747.57}{12.6} \left(1 - 6 \times \frac{0.572}{12.6}\right) = 216.41 \text{KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + 3 \frac{e}{L}\right) = \frac{3747.57}{12.6} \left(1 + 3 \times \frac{0.572}{12.6}\right) = 337.93 \text{KN/ml}$$

**3. Calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}} = \frac{337.93}{200} = 1.68[m]$$

Soit: **B = 2 [m]**

Nous aurons donc :

$$S = 2 \times 12.6 = 25.2m^2$$

Nous avons la surface totale des semelles sous poteaux : **S<sub>p</sub> = S × n**

$$S_p = 25.2 \times 3 = \mathbf{75.6m^2}.$$

$$S_t = S_p + S_v = 75.6 + 89.115 = \mathbf{164.715m^2}$$

La surface totale de la structure : **S<sub>st</sub> = 258.93m<sup>2</sup>**

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{164.715}{258.93} = 0.64$$

La surface totale des semelles représente 65% de la surface de bâtiment.

**Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface totale du bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

**VII-5 Etude du radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- ✓ Grande rigidité en son plan horizontal.
- ✓ Bonne répartition des charges.
- ✓ Evite les tassements différentiels importants.
- ✓ Facilité de coffrage et la mise en œuvre du béton.
- ✓ Rapidité d'exécution.

**1)- Pré-dimensionnement du radier :****a) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm).

**b) selon la condition forfaitaire :**• **sous voile :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$58.75 \leq h \leq 94$$

**Avec :**

**L<sub>max</sub>** : distance maximale entre deux voiles successifs ( $L_{\max} = 4.70$  m)

**h** : épaisseur du radier.

D'après ces condition, l'épaisseur du radier doit être supérieure à  $h_{\text{radier}}=90\text{cm}$ .

- **Sous poteaux :**

- **La dalle:**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h_d \geq \frac{470}{20} = 23.5 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_d = 40 \text{ cm}$$

- **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \rightarrow 9.4 \leq h_t \leq 11.75 \rightarrow \text{ On prend } h_t = 10 \text{ cm}$$

- **La nervure :**

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur  $h_n$  qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} \rightarrow \text{ On prend } h_n = 50 \text{ cm}$$

$h_n$  : Hauteur de la nervure.

- **Condition de longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :

**Avec :**

**L<sub>e</sub>** : Longueur élastique.

**K** : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface (**K = 40 MPa**).

**L<sub>max</sub>** : Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons **h** :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

**I** : Inertie de la section du radier (bande de 1m).

**E**: module de déformation longitudinale différée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \cdot 4,7\right)^4 \cdot \frac{3(40)}{10818,865}} = 0,96 \text{ m} = 96 \text{ cm} \implies \text{ On prend } h_n = 100 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant:

$$ht = 100\text{cm (hauteur de la nervure)}$$

$$bn = 50\text{ cm (largeur de la nervure)}$$

$$hd=40\text{ cm (hauteur de la dalle)}$$

**2)-Détermination de la surface nécessaire du radier :**

Pour déterminer cette surface, on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitations qui sont obtenu à partir du logiciel ETABS.

**a. Poids de la superstructure :**

Charge permanentes  $G_{\text{bat}}=21692.65\text{KN}$ .

Charge d'exploitation  $Q_{\text{bat}}=3685.89\text{KN}$ .

**b. Combinaison d'action :**

- **A L'ELU :**  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 38413.91\text{ KN}$ .
- **A L'ELS :**  $N_s = G + Q = 25378.54\text{ KN}$ .

**Détermination de la surface du radier :**

$$\text{A L'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{38413.91}{1,33 \times 200} = 144.41\text{ m}^2.$$

$$\text{A L'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{25378.54}{200} = 126.89\text{ m}^2.$$

$$S_{\text{rad}} = \max ( S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} ) = 144.41\text{ m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 258.93\text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 144.41\text{ m}^2$$

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 :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30\text{cm} \right) = \max \left( \frac{100}{2}; 30\text{cm} \right) = \max(50\text{cm}; 30\text{cm}) = 50\text{cm}$$

$$S_{\text{déb}} = L_{\text{déb}}(L_x + L_y) \times 2 = 0.5(20.55 + 12.6) \times 2 = 33.15\text{m}^2$$

La surface totale du radier devient :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 258.93 + 33.15 = 292.08\text{m}^2$$

## 3) Calcul des sollicitations à la base du radier :

## a. Poids total du radier :

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

## • Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \varphi_b = 292.08 \times 0.40 \times 25 = 2920.8 \text{KN}$$

## • Poids de la nervure:

$$P_{\text{ner}} = b_{\text{ner}}(h_{\text{ner}} - h_d) \times L \times n \times \varphi_b = 0.5(1 - 0.4) \times (20.55 \times 6 + 12.6 \times 3) \times 25$$

$$P_{\text{ner}} = 1208.25 \text{KN}$$

## • Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{ner}} - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{On a: } S_{\text{ner}} = b_n \times L \times n = (0.5 \times 20.55 \times 6) + (0.5 \times 12.6 \times 3) = 80.55 \text{m}^2$$

$$\text{Donc: } P_{\text{TVO}} = (292.08 - 80.55) \times (1 - 0.4) \times 17 = 2157.606 \text{KN}$$

$$\text{Avec: } \rho_{\text{TVO}} = 17 \text{KN/m}^3$$

## • Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \varphi_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (292.08 - 80.55) \times 0,1 \times 25 = 528.83 \text{KN}$$

Donc le poids total du radier est :

$$P_{\text{rad}} = G_{\text{rad tot}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

$$P_{\text{rad}} = G_{\text{rad tot}} = 6815.486 \text{KN}$$

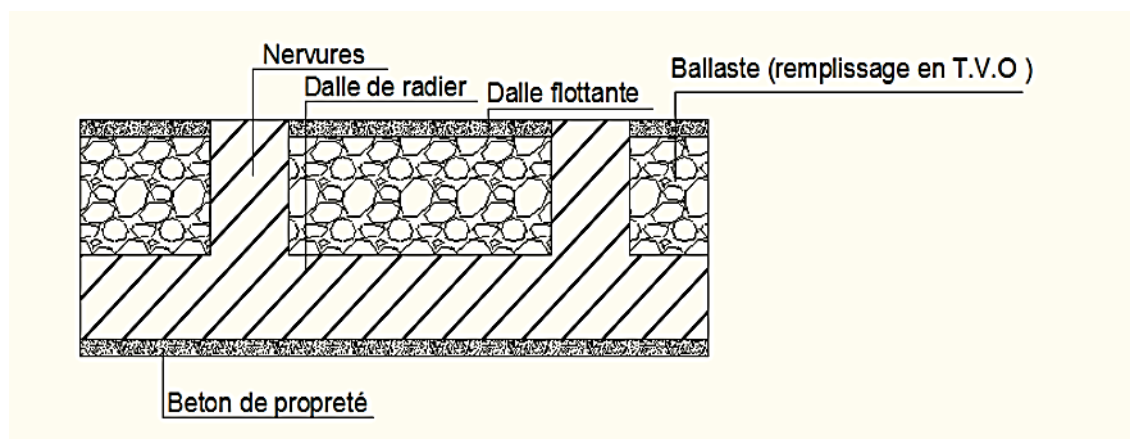


Figure VII-2 : Coupe verticale d'un radier.

**b. Surcharges d'exploitations :**

Surcharge de bâtiment :

$$Q = 3685.89 \text{ KN}$$

Surcharge du radier :

$$Q = 3,5 \times 292.08 = 1022.28 \text{ KN}$$

**c. Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier tot}} + G_{\text{bat}} = 6815.49 + 21692.65 = \mathbf{28508.14 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier tot}} + Q_{\text{bat}} = 1022.28 + 3685.89 = \mathbf{4708.17 \text{ KN}}$$

**d. Combinaison d'action :**

$$\text{ELU} \rightarrow N_u = 1.35G_{\text{bat}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 1.35 \times 28508.14 + 1.5 \times 4708.17 = \mathbf{45548.24 \text{ KN}}$$

$$\text{ELS} \rightarrow N_s = G_{\text{bat}} + Q_{\text{tot}} = 28508.14 + 4708.17 = \mathbf{33216.31 \text{ KN}}$$

**4)- Les Vérifications à l'ELU :****a. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 /Art A.5.1.211) :**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm.}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{q \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{45548.24 \times 1}{292.08} \times \frac{4.7}{2} = 366.49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{366.49 \times 10^3}{1000 \times 370} = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.99 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c. Vérification de la stabilité du radier :**✓ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{L_x}{2} = \frac{20.55}{2} = 10.28 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{12.6}{2} = 6.3 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{20.55 \times 12.6^3}{12} = 3425.64 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{12.6 \times 20.55^3}{12} = 9112.23 \text{ m}^4$$

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**) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (**M**) dû au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \mathbf{h}$$

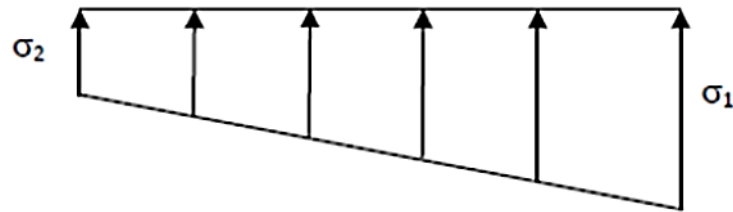
Avec :

$\mathbf{M}_0$  : Moment sismique à la base de la structure.

$\mathbf{T}_0$  : Effort tranchant à la base de la structure.

$\mathbf{h}$  : Profondeur de l'infrastructure.

⇒ Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :



**Figure VII.3 : Diagramme des contraintes.**

Avec :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$

A l'ELS :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

✓ **Calcul des moments :**

$$M_{xx} = 32523.753 + (1609.3 \times 1.) = 34133.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 39442.896 + (1926.29 \times 1.) = 41369.186 \text{ KN.m}$$

• Sens longitudinal :

ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{45548.24}{292.08} + \frac{34133.03}{9112.23} \times 10.28 = 194.45 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{45548.24}{292.08} - \frac{34133.03}{9112.23} \times 10.28 = 117.43 \text{KN/m}^2$$

ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{33216.31}{292.08} + \frac{34133.03}{9112.23} \times 10.28 = 152.23 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{33216.31}{292.08} - \frac{34133.03}{9112.23} \times 10.28 = 75.21 \text{KN/m}^2$$

• Sens transversal:

ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{45548.24}{292.08} + \frac{41369.186}{3425.64} \times 6.3 = 232.02 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{45548.24}{292.08} - \frac{41369.186}{3425.64} \times 6.3 = 79.86 \text{KN/m}^2$$

ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{33216.31}{292.08} + \frac{41369.186}{3425.64} \times 6.3 = 189.80 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{33216.31}{292.08} - \frac{41369.186}{3425.64} \times 6.3 = 37.64 \text{KN/m}^2$$

d. Vérification de la condition de résistance :

ELU:  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 266 \text{KN/m}^2$

ELS:  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{KN/m}^2$

avec :  $\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{bars} = 200 \text{KN/m}^2$

	ELU					ELS				
	$\sigma_1$ KN/m <sup>2</sup>	$\sigma_2$ KN/m <sup>2</sup>	$\sigma_m$ KN/m <sup>2</sup>	$1.33 \overline{\sigma_{sol}}$ KN/m <sup>2</sup>	OBS	$\sigma_1$ KN/m <sup>2</sup>	$\sigma_2$ KN/m <sup>2</sup>	$\sigma_m$ KN/m <sup>2</sup>	$\overline{\sigma_{sol}}$ KN/m <sup>2</sup>	OBS
Sens longitudinal	194,45	117,43	175	266	CV	152,23	75,21	133	200	CV
Sens transversal	232,02	78,86	194	266	CV	189,8	37,64	152	200	CV

Tableau VII.4 : vérification condition de résistance

**e. Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu_c = 2(a' + b')$$

**Avec :**

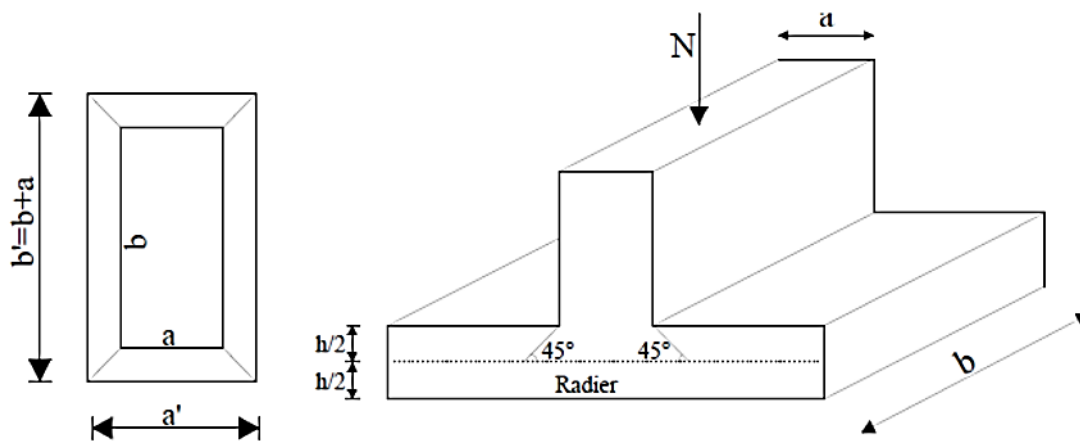
$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$h$  : Épaisseur totale du radier égale à 90cm.

$a'$  : Epaisseur du voile ou du poteau

$b'$  : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m)



**Figure VII.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.**

**Calcul du périmètre utile :**

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a' + b' + 2 \times h) = 2(0.5 + 0.5 + 2 \times 1) = 6\text{m}$$

- Vérification pour les poteaux:**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

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

$$N_u = 2019.3\text{KN} < \frac{0.045 \times 6 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4500\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification pour les Voiles:**

On considère une bande de 1m du voile :

$$e = 0.20\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$N_u = 1233.25\text{KN.}$$

$$\mu_c = 2 \times (a+b+2h) = 2 \times (0.20+1+2 \times 1) = 6.4 \text{ m.}$$

$$N_u = 1088.53 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 6.4 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4800 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 5)- Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Le calcul s'effectue par la méthode suivante :

a. **Panneaux encastrés appuyés sur 4 cotés** : On distingue deux cas :

- **1er Cas**: Si  $\rho < 0.4$ , Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{ox} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

- **2eme Cas**: Si  $0.4 \leq \rho \leq 1$ , Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

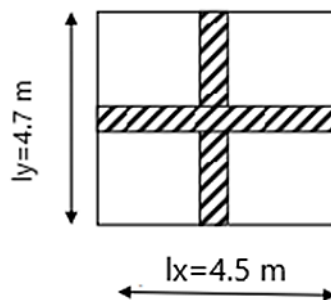
Les coefficients  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  sont donnés par les tables de **PIGEAUD**. Avec  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

❖ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\vartheta = 0, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.5}{4.70} = 0.95 \quad \mu_x = 0.0410$$

$$\mu_y = 0.888$$

$0.4 \leq \rho < 1 \implies$  le panneau travaille dans les deux sens



**Figure VII.5:** Entre axe du panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{L'ELU : } q_u = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(194 - \frac{6815.486}{292.08}\right) \times 1 = 170.66 \text{KN/m}^2$$

$$\text{L'ELS : } q_s = \sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(152 - \frac{6815.486}{292.08}\right) \times 1 = 128.66 \text{KN/m}^2$$

❖ **Calcul à L'ELU :**

On a donc :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0410 \times 170.66 \times 4.5^2 = \mathbf{141.69 \text{KN.m}}$$

$$M_{0y} = 0.888 \times 141.69 = \mathbf{125.82 \text{KN.m}}$$

**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 :  $0,5M_{0x}$  ou  $0,5M_{0y}$

✓ Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

-0.75 : pour les moments en travée.

-0.5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

-0.3 : pour les moments sur appuis de rive.

- **Moments sur appuis intermédiaire :**

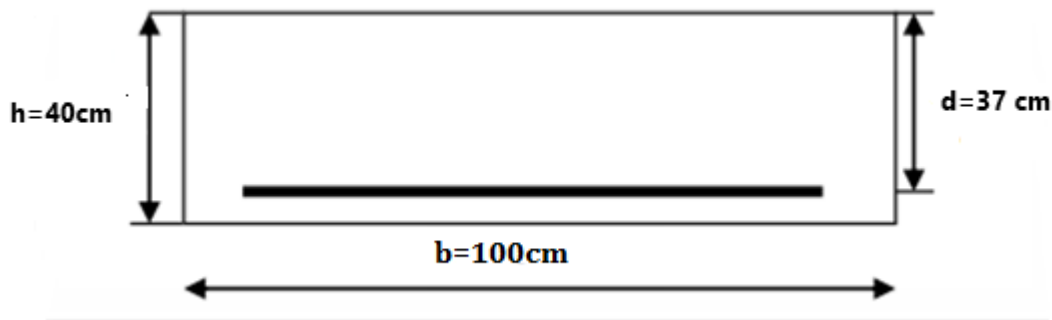
$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times 141.69 = 70.85 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times 125.82 = 62.91 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moments sur appuis de rive :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times 141.69 = 42.48 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.3 \times 125.82 = 37.75 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times 141.69 = 106.27 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times 125.82 = 94.37 \text{KN.m} \end{cases}$$



### 1. Ferrailage suivant x-x :

Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{70.85 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14.2} = 0.036 < 0.392 \dots \dots SSA$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{70.85 \times 10^3}{0.982 \times 37 \times 348} = 5.60 \text{cm}^2$$

$$A_{ax} = 5.60 \text{cm}^2$$

Soit : **6HA14=9.23cm<sup>2</sup>**avec un espacement de **15cm**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{106.27 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14.2} = 0.054 < 0.392 \dots \dots SSA$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.054 \rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{106.27 \times 10^3}{0.972 \times 37 \times 348} = 8.49 \text{cm}^2$$

$$A_{tx} = 8.49 \text{cm}^2$$

Soit : **6HA14=9.23 cm<sup>2</sup>**avec un espacement de **15cm**

### 2. Ferrailage suivant y-y :

Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{62.91 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \dots \dots SSA$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{62.91 \times 10^3}{0.984 \times 37 \times 348} = 4.96 \text{cm}^2$$

$$A_{ax} = 4.96 \text{m}^2$$

Soit : **6HA14=9.23cm<sup>2</sup>**avec un espacement de **15cm**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{94.37 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{94.37 \times 10^3}{0.975 \times 37 \times 348} = 7.51 \text{cm}^2$$

$$A_{tx} = 7.51 \text{cm}^2$$

Soit : **6HA14=9.23cm<sup>2</sup>**avec un espacement de **15cm**

Sens		M (KN.m)	OBS	A (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Espacement
Selon (xx)	En travée	106,27	SSA	8,49	6HA14	9,23	15
	En appui	70,85	SSA	5,6	6HA14	9,23	
Selon (yy)	En travée	94,37	SSA	7,51	6HA14	9,23	15
	En appui	92,91	SSA	4,96	6HA14	9,23	

Tableau VII.5 : ferrailage de radier

❖ Vérification à l'E.L.U :

1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 37 = 4.47 \text{cm}^2.$$

		A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Sens x-x	ELU	9,23	4,47	Condition vérifiée
		9,23		Condition vérifiée
Sens y-y	ELU	9,23	4,47	Condition vérifiée
		9,23		Condition vérifiée

Tableau VII.6 : Vérification de la condition de non fragilité

## 2. 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.

➤ Sens x-x :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ ..... Condition vérifiée.

➤ Sens y-y :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

❖ Calcul et vérification à l'ELS :

### 1. Calcul à l'ELS :

a. Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$

$$\vartheta = 0.2, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.5}{4.70} = 0.95 \quad \begin{array}{l} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.925 \end{array}$$

$0.4 \leq \rho < 1 \implies$  le panneau travaille dans les deux sens

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0483 \times 128.66 \times 4.5^2 = 125.84 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 0.925 \times 125.84 = 116.40 \text{ kN.m}$$

Sens x-x :

Moments en appuis à l'ELS :  $M_{ax} = 125.48 \times 0,5 = 62.92 \text{ kN.m}$ .

Moments en travée à l'ELS :  $M_{tx} = 125.48 \times 0,85 = 106.96 \text{ kN.m}$ .

Sens y-y :

Moments en appuis à l'ELS :  $M_{ay} = 116.40 \times 0,5 = 58.20 \text{ kN.m}$ .

Moments en travée à l'ELS :  $M_{ty} = 116.40 \times 0,85 = 98.94 \text{ kN.m}$

b. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Il faut vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$b=100 \text{ cm}$      $d=37 \text{ cm}$

- $\rho_1 = \frac{100A}{b \times d}$
- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$  en (MPa)

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm <sup>2</sup> ) (ELU)	$\rho_1$	K <sub>1</sub>	$\beta_1$	$\sigma_s$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X-X	Appuis	62,92	9,23	0,249	47,5	0,92	200,26	348	4,216	15	Vérifié
	Travée	106,96	9,23	0,275	44,52	0,917	326,97	348	7,34	15	Vérifié
Y-Y	Appuis	58,2	9,23	0,249	47,5	0,92	185,24	348	3,89	15	Vérifié
	Travée	98,94	9,23	0,275	44,52	0,917	302,45	348	6,79	15	Vérifié

Tableau VII.7 : vérification des contraintes dans le béton

**VII-6 Ferrailage du débord :**

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

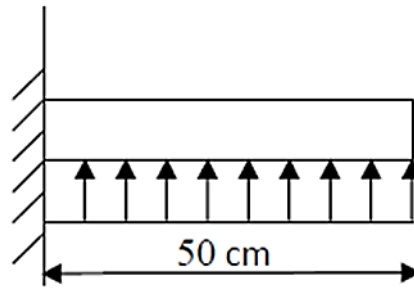


Figure VII-6 : Schéma statique du débord

**1. Sollicitations de calcul :****A l'ELU :**

$$q_u = 170.66 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-170.66 \times (0.50)^2}{2} = -21.33 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS :**

$$q_s = 128.66 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-128.66 \times 0.50^2}{2} = -16.08 \text{ KN.m}$$

**2. Calcul des armatures :****• Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 37 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21.33 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14.2} = \mathbf{0.010} < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.010 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21.33 \times 10^3}{0.995 \times 37 \times 348} = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.66 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELU:**

- **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 37 = 4.47 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **25 cm**.

- **Armatures de répartition :**

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

Soit :  $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **25 cm**.

❖ **Vérification à l'ELS**

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 37} = 0.122$$

$$\rho_1 = 0.122 \rightarrow \beta = 0.942; K = 71.21$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{16.08 \times 10^6}{0.942 \times 370 \times 4.52 \times 10^2} = 102.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \sigma_{bc} = \frac{102.07}{71.21} = 1.43 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition verifiée}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$\sigma_{st} = 102.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

**Remarque :**

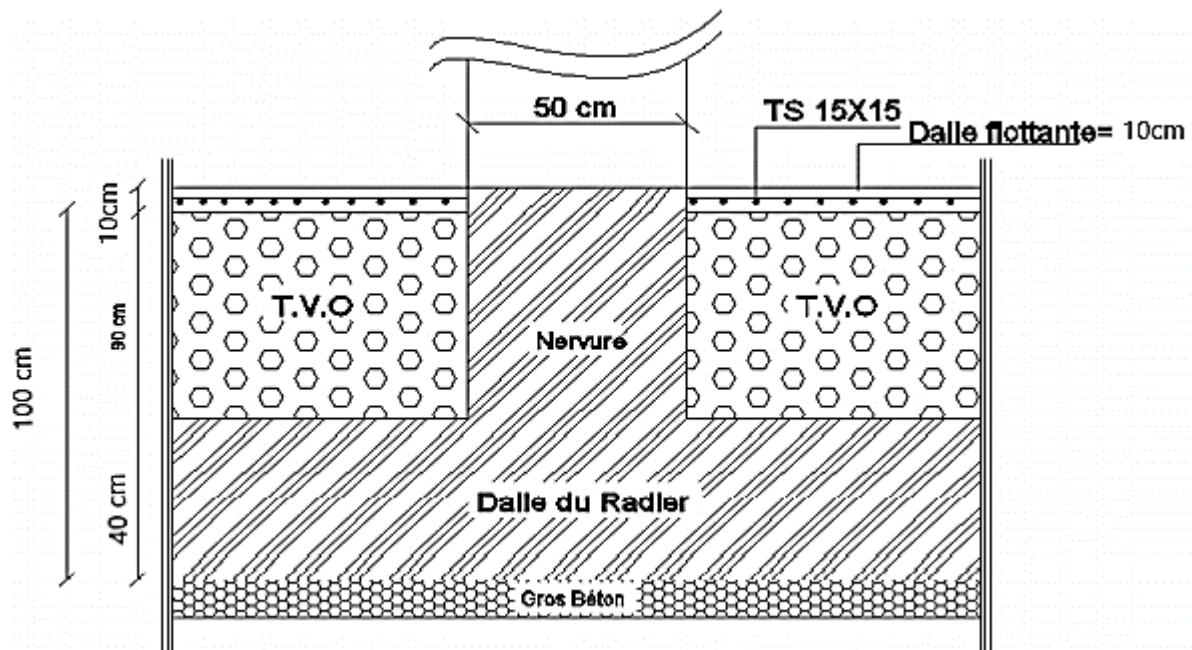
Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle sont prolongées et constituent ainsi le ferrailage du débord.

**VII-7 Ferrailage de la nervure :**

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

**Remarque :**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales. Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties. Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

**1) Chargement simplifié admis :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties, on doit calculer le chargement simplifié. 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.

- **Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } L_m = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$$

$$\text{Effort tranchant : } L_t = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$$

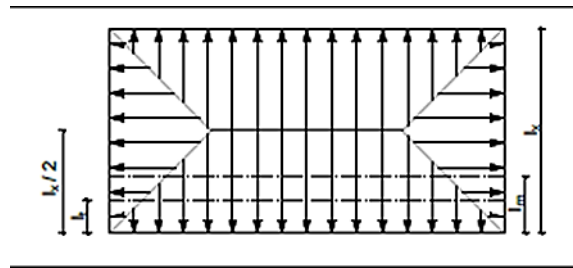


Figure VII-7: Répartition trapézoïdale.

- Le Chargement simplifié :

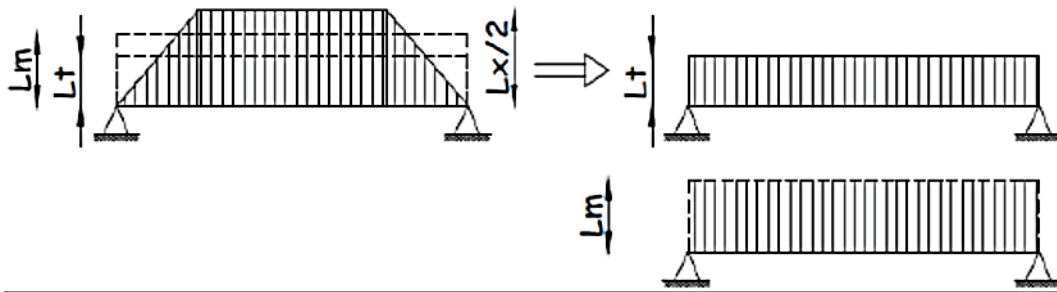


Figure VII.8: Présentation du chargement simplifié.

- Charge triangulaire :

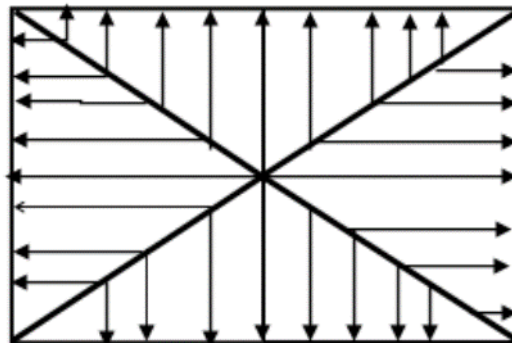


Figure VII-9: Répartition triangulaire.

Moment fléchissant :  $L_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant :  $L_t = 0.25 \times l_x$

## 2. Charges à considérer :

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u \times L_m$$

$$Q_S = q_s \times L_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u \times L_t$$

$$Q_s = q_s \times L_t$$

### 3- Détermination des charges :

A L'ELU :

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{nerv}} \right) = \left( 194 - \frac{6815.486}{292.08} - \frac{1208.25}{80.55} \right) = 155.66 \text{KN/m}^2$$

A L'ELS :

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{nerv}} \right) = \left( 152 - \frac{6815.486}{292.08} - \frac{1208.25}{80.55} \right) = 113.66 \text{KN/m}^2$$

#### ➤ Charges à considérer :

**Sens X-X :**  $L_m = L_x \cdot (0.5 - \rho_x^2/6) = 4.5 (0.5 - 0.67^2/6) = 1.57 \text{ m.}$   
 $LT = L_x \cdot (0.5 - \rho_x^2/4) = 4.5 (0.5 - 0.67^2/4) = 1.23 \text{ m.}$

**Sens Y-Y :**  $L_m = L_y (0.5 - \rho_x^2/6) = 4.7 (0.5 - 0.67^2/6) = 1.64 \text{ m}$   
 $LT = L_y (0.5 - \rho_x^2/4) = 4.7 (0.5 - 0.67^2/4) = 1.29 \text{ m}$

#### • Sens longitudinal :

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m = 155.66 \times 1.57 = 244.38 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m = 113.66 \times 1.57 = 178.45 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t = 155.66 \times 1.23 = 191.46 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t = 113.66 \times 1.23 = 139.80 \text{ KN/ml}$$

#### • Sens transversal :

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m = 155.66 \times 1.64 = 255.28 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m = 113.66 \times 1.64 = 186.40 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t = 155.66 \times 1.29 = 200.8 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t = 113.66 \times 1.29 = 146.62 \text{ KN/ml}$$

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :
- ✓ Sens longitudinale :

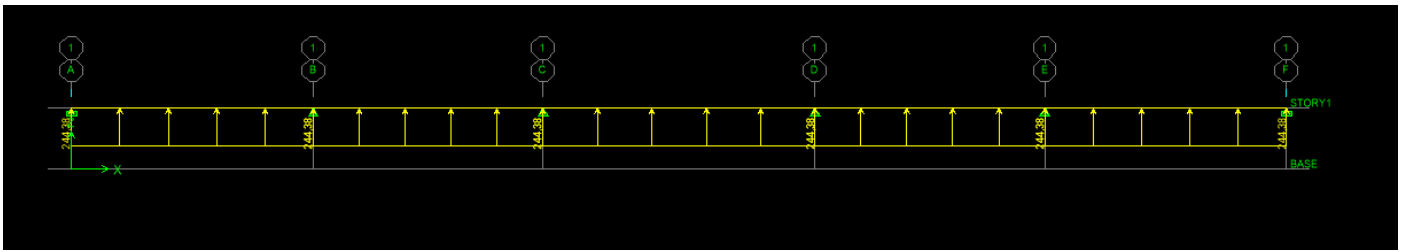


Figure VII.10 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des moments)

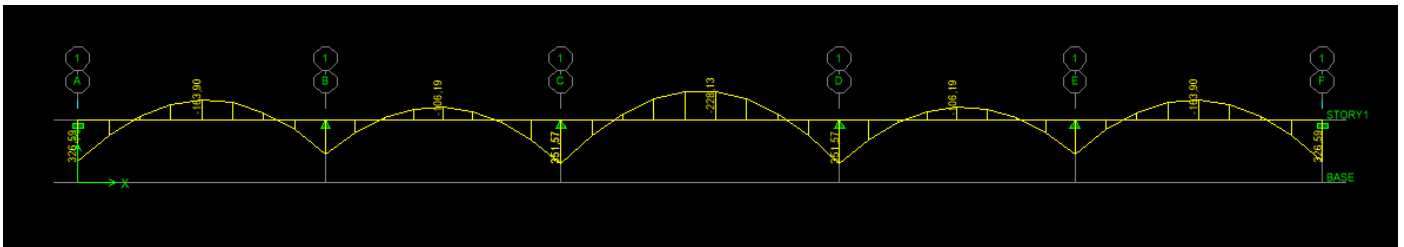


Figure VII.11 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x).

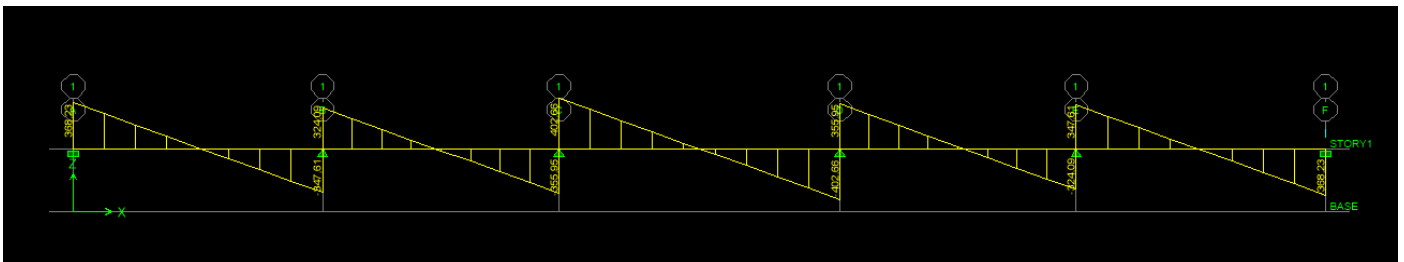


Figure VII.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x).

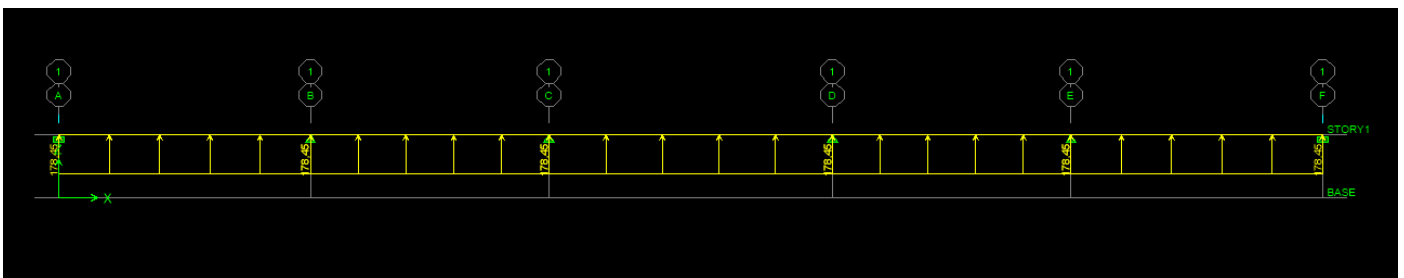


Figure VII.13 : Schéma statique de la nervure ELS.

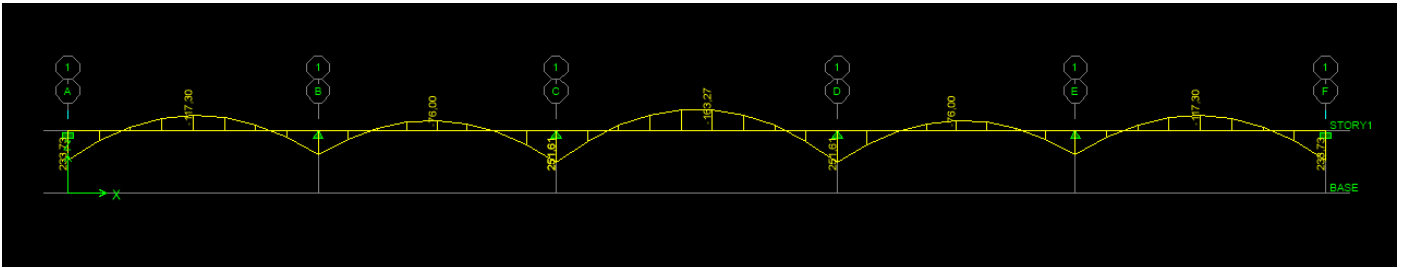


Figure VII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens x-x).

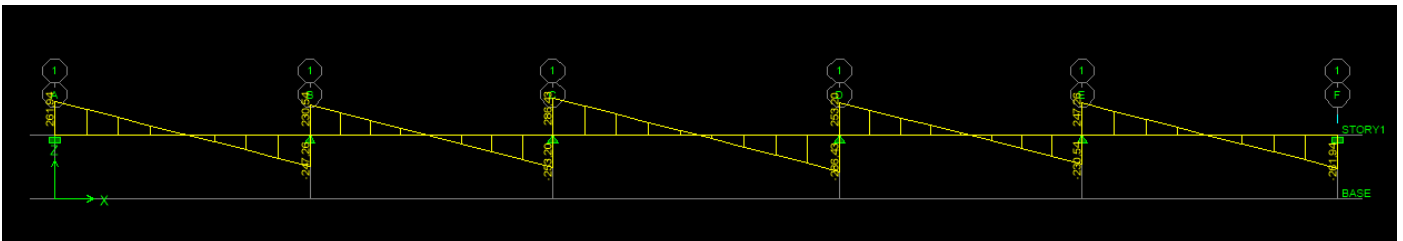


Figure VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x).

✓ Sens transversal :

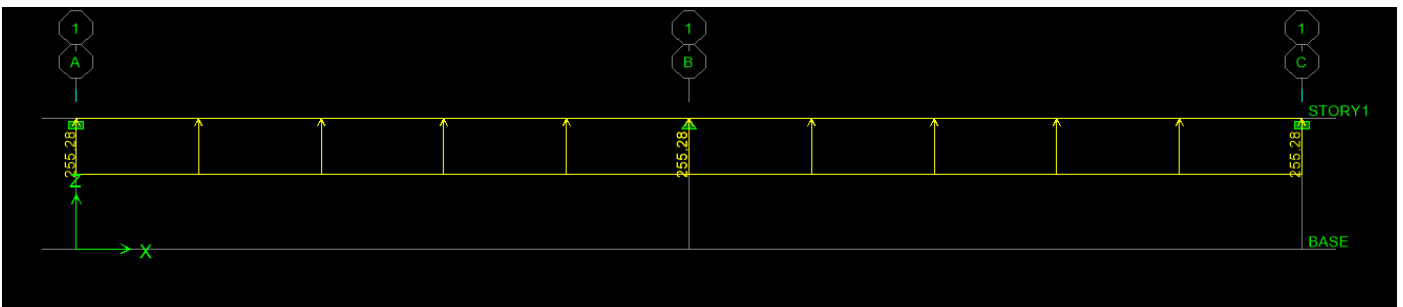


Figure VII.16: Schéma statique de la nervure ELU (sens y-y).

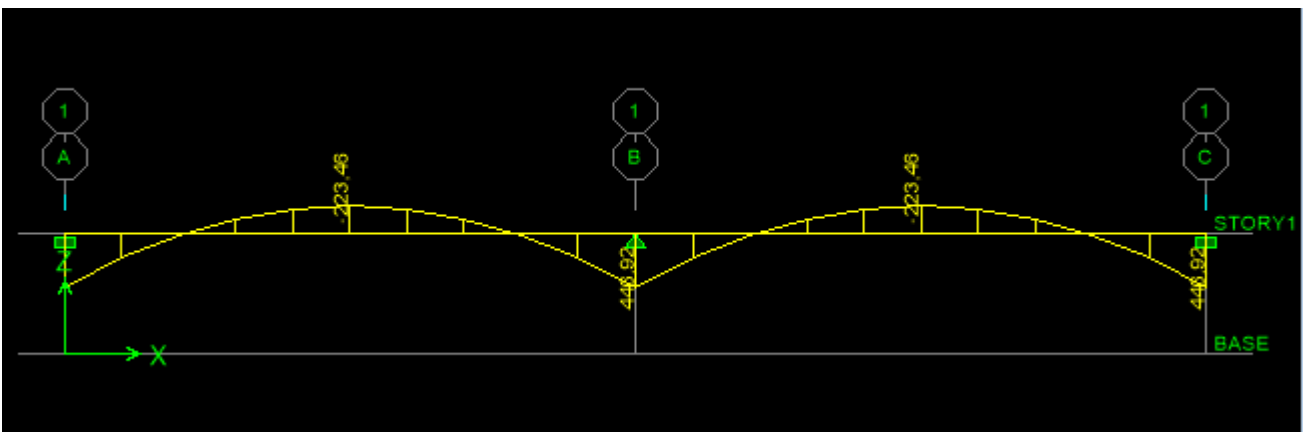


Figure VII-17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens y-y)

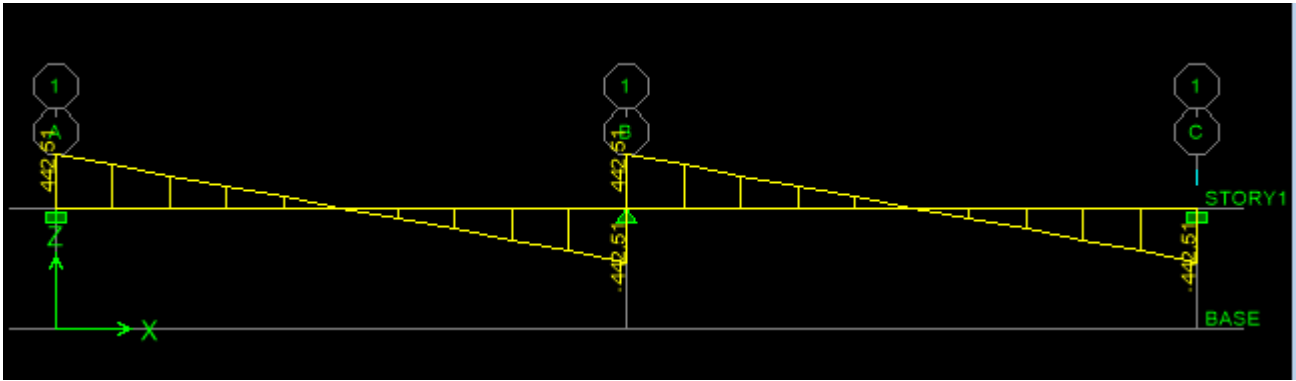


Figure VII-18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens y-y).

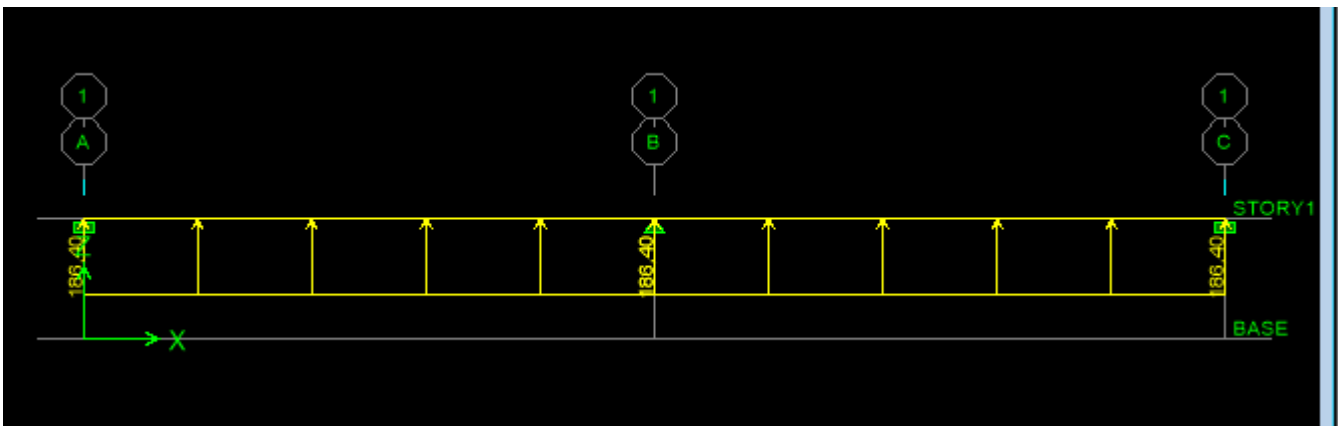


Figure VII-19: Schéma statique de la nervure ELS (sens y-y)

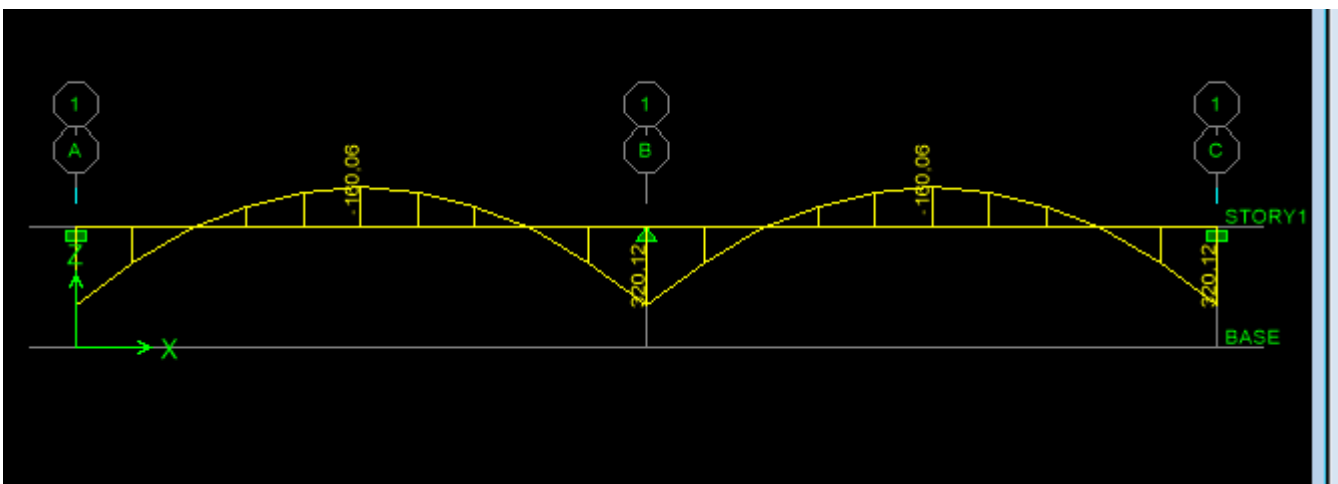


Figure VII-20: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens y-y).

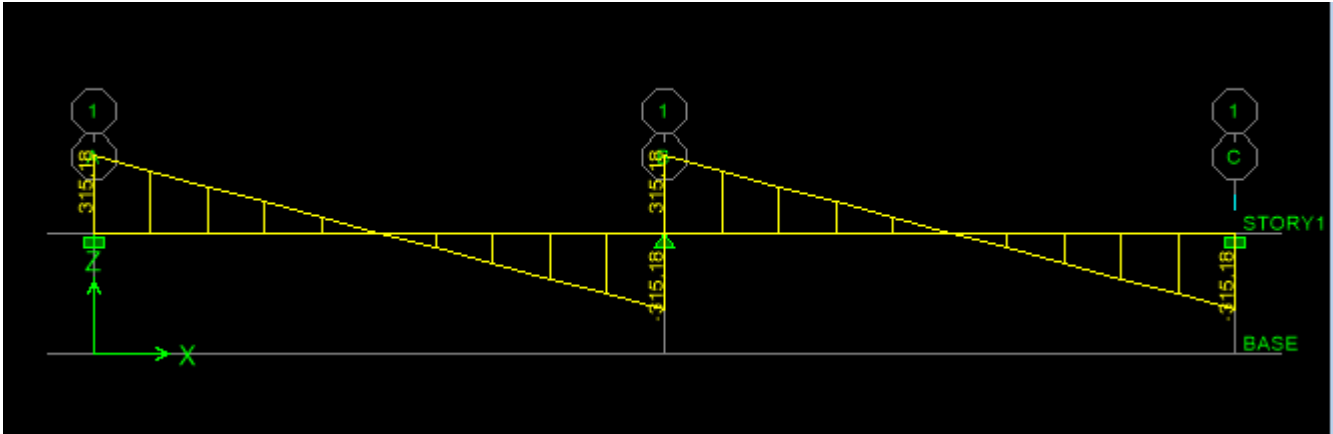


Figure VII-21: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens y-y).

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{max}$ (KN.m)	351,57	251,61	448,92	320,12
$M_t^{max}$ (KN.m)	228,13	163,27	223,46	160,06
$T_{max}$ (KN)	402,66	286,43	442,51	315,18

VII.8 : Les efforts internes dans les nervures.

VII.7- Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 50 \text{ cm}$ ,  $h = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 97 \text{ cm}$ ,  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$ ,  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$ .

	sens	zones	M(KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	Ferrailage	$A_u$ Adoptée
ELU	x-x	appui	351,57	0,052	SSA	0,973	10,7	4HA16+4HA12	12,56
		travée	228,13	0,034	SSA	0,983	6,87	4HA16	8,04
	y-y	appui	448,92	0,068	SSA	0,965	13,78	4HA16+4HA14	14,19
		travée	223,46	0,032	SSA	0,984	6,72	4HA16	8,04

Tableau VII.9 : Tableau récapitulatif de ferrailage.

### 1. Vérifications à l'ELU :

#### ❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 97 \times 2,1}{400} = 5.85 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition :

$$A_{adoptée} = 12.56 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 5.85 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{adoptée} = 8.04 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 5.85 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{adoptée} = 14.19 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 5.85 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{adoptée} = 8.04 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 5.85 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

#### ❖ Contrainte du cisaillement :

$$T_u^{\max} = 402.66 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{402.66 \times 10^3}{500 \times 970} = 0.83 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.83 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

⇒ **condition vérifiée**

#### ❖ Espacement des armatures transversales :

Selon le **BAEL91**, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \text{ Alors: } \phi = 8 \text{ mm}$$

#### Espacement des armatures :

##### ➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4} ; 12 \times 1.6 \right\} = \min \{ 25 ; 19.2 \}$$

On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

##### ➤ En zone courante :

$$S_t = \frac{h}{4} = 25 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$  en zone courante

**1. Armatures transversales minimales :**

$$A_{min}^t = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 .$$

Soit :  $A_t=4HA8=2.01\text{cm}^2$  (deux cadre et un étrier)

**2. Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit : **2HA14** avec  $A_s=3.08 \text{ cm}^2$

**2- Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{St}}{K_1} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

Les résultats des vérifications des contraintes dans le béton et les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	M <sub>s</sub> KN.m	ρ <sub>1</sub>	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>	Obs
X-X	Appuis	12,56	251,61	0,258	0,919	46,76	224,72	348	4,08	15	Cv
	Travée	8,04	163,27	0,165	0,933	59,63	224,38	348	3,76	15	Cv
Y-Y	Appuis	14,19	320,12	0,291	0,915	43,82	254,17	348	5,8	15	Cv
	Travée	8,04	160,06	0,165	0,933	59,63	219,97	348	3,68	15	Cv

**Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.**

**VIII-1 Introduction :**

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussées des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions

Suivantes :

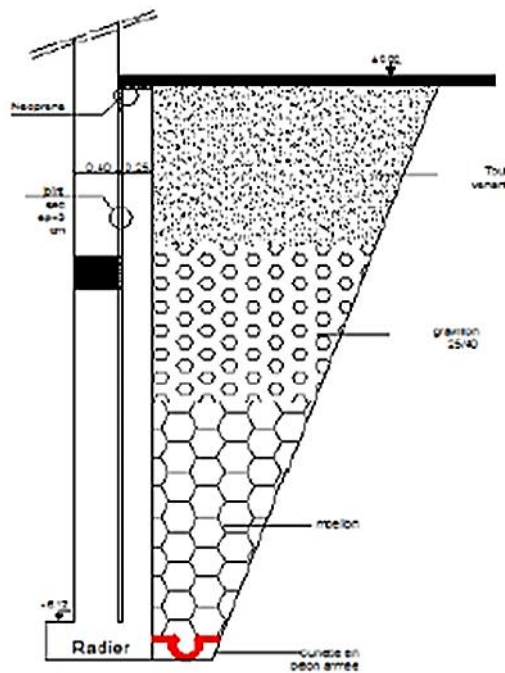
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

**❖ Pré dimensionnement du mur plaque :**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

**VIII-2 : Méthode de calcul :**

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encasté au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de l'entre-sol, pour une bande de largeur de 1m.



**Fig. VIII-1:** Schéma du mur plaque (Vue en élévation)

**VIII-2-1 Détermination des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  tel que :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

**Avec :**

$K_0$  : Coefficient des poussées de terre au repos  $K_0 = 1 - \sin \varphi$

$\sigma_H$  : Contraintes horizontales.

$\sigma_V$  : Contrainte verticales.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

**VIII-2-2 Données de calcul :**

Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN / ml}$

Caractéristiques du sol :

Poids volumique des terres :  $\gamma = 20 \text{ KN / m}^3$

Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$

Cohésion :  $C = 0$

La contrainte admissible du sol :  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

**VIII-2-3 Calcul des sollicitations :**

$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$

▪ **ELU :**

$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0(1.35 \gamma h + 1.5q)$

$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 10 \times 0.5 = 7.5 \text{ KN/m}^2$

$h = 3.57\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.5 \times (1.35 \times 20 \times 3.57 + 1.5 \times 10) = 55.69 \text{ KN/m}^2$

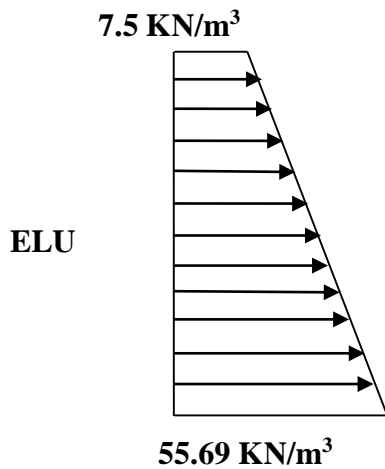
▪ **ELS :**

$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0(\gamma h + q)$

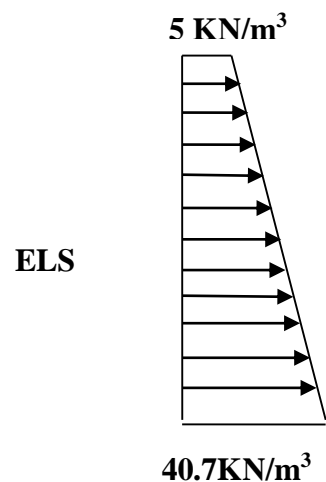
$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$

$h = 3.57\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.5 \times (20 \times 3.57 + 10) = 40.7 \text{ KN/m}^2$

**VIII-2-4 Diagramme des contraintes :**



**Fig VIII-2 :** Diagramme des Contraintes à l'ELU



**Fig VIII-3 :** Diagramme des Contraintes a l'ELS.

**VIII-2-5 Charges moyennes :****ELU :**

$$q_u = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 55.69 + 7.5}{4} \times 1\text{m} = 43.64 \text{ KN/ml}$$

**ELS :**

$$q_s = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 40.7 + 5}{4} \times 1\text{m} = 31.77 \text{ KN/ml}$$

**VIII-3 Ferrailage du mur plaque :**

- **Identification des panneaux:**

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 3.57 \text{ m} \\ L_y = 4, 5 \text{ m} \end{array} \right\} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.57}{4.5} = 0,79$$

$0,4 < \rho = 0,79 < 1$  ..... le panneau travaille dans les deux sens.

- **Calcul à l'ELU :**

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0,79 \\ V = 0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0,0576 \\ \mu_y = 0,577 \end{array}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0576 \times 43.64 \times (3.57)^2 = 32.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,577 \times 32.04 = 18.48 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

**Sens x-x :** Aux appuis :  $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 32.04 = 16.02 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 32.04 = 24.03 \text{ KN.m}$

**Sens y-y :** Aux appuis :  $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 18.48 = 9.24 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 18.48 = 13.86 \text{ KN.m}$

- **Calcul à l'ELS :**

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0,79 \\ V = 0.2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0,0642 \\ \mu_y = 0,696 \end{array}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0642 \times 31.77 \times (3.57)^2 = 25.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,696 \times 25.99 = 18.09 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

**Sens x-x :** Aux appuis :  $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 25.99 = 12.99 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 25.99 = 19.49 \text{ KN.m}$

**Sens y-y :** Aux appuis :  $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 18.09 = 9.04 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 18.09 = 13.56 \text{ KN.m}$

VIII-3-6 Calcul des sections d'armature :

Sens	zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	β	section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	e (cm)
xx	Appuis	16,02	0,034	0,983	SSA	2,6	2.17	5HA12 = 5.65	20
	Travée	24,03	0,052	0,973	SSA	3,94	2.17	5HA14=7,7	20
yy	Appuis	9,24	0,02	0,99	SSA	1,48	2.17	5HA12 = 5.65	20
	travée	13,86	0,03	0,985	SSA	2,24	2.17	5HA14 = 7,7	20

Tableau VIII.1: Ferrailage du mur plaque.

VIII-4) Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m<sup>2</sup> en HA8.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

VIII-5) Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- Dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}} \right\} = 201.63 \text{ MPA.}$$

- Dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

- $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

Sens	zone	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>s</sub>	ρ <sub>1</sub>	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>b</sub>	σ <sub>b</sub>	Obs
xx	Appuis	5.65	12,99	0,314	0,912	41,82	140,05	201.63	3,35	15	Cv
	Travée	7,7	19,49	0,427	0,9	35.00	156,25	201.63	4,46	15	Cv
yy	Appuis	5.65	9,04	0,314	0,912	41.82	97,46	201.63	2,33	15	Cv
	travée	7,7	13,56	0,427	0,9	35.00	108,71	201.63	3,11	15	Cv

Tableau VIII.2: vérification des contraintes a ELS.

**Résultats:**

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

✓ **Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :**

**Sens x-x :**

**En travée : 5HA14/ml** avec un espacement de **20 cm**.

**Aux appuis : 5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

**Sens y-y :**

**En travée : 5HA14/ml** avec un espacement de **20 cm**.

**Aux appuis : 5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

# Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude est une expérience qui repose sur l'étude d'une structure en ossature mixte (portiques et voiles), ce qui nous a permis de revoir les détails de calcul de la RDM et du béton armé.

Cette étude, nous a permis de conclure tout en développant nos connaissances comme de déduire que la disposition des voiles est une étapes très importante pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment lors d'un séisme, ils visent à minimiser les déplacements dynamiques et à limiter les risques de torsion car les bâtiments résistent mal à la torsion .

Notre but consiste à maîtriser le sens de calcul des ouvrages en béton armé, ainsi que la philosophie du BAEL et le règlement de RPA 99/2003, qui vise à assurer un niveau de protection acceptable et des effets des actions sismiques, par une conception et un dimensionnement appropriés.

On constate que pour l'élaboration d'un projet du bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

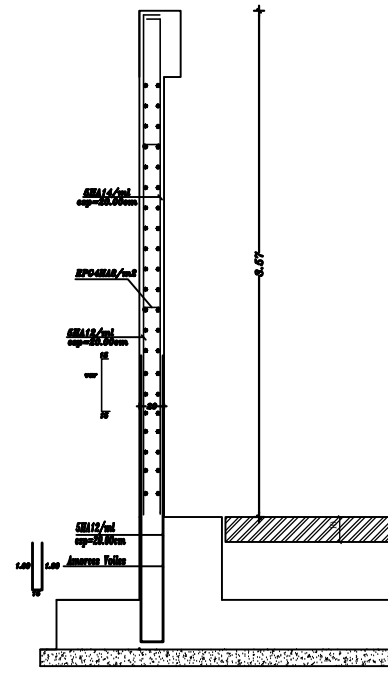
- La résistance
- La durabilité
- L'économie

En fin, nous souhaitons que ce travail puisse servir et apporter un plus pour les promotions à venir

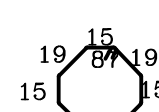
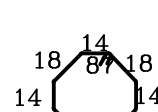
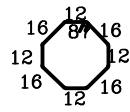
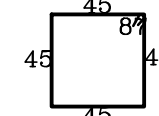
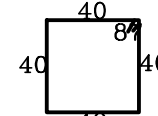
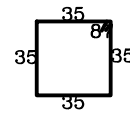
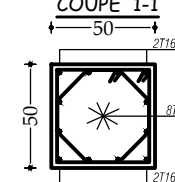
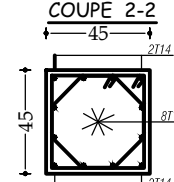
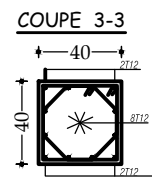
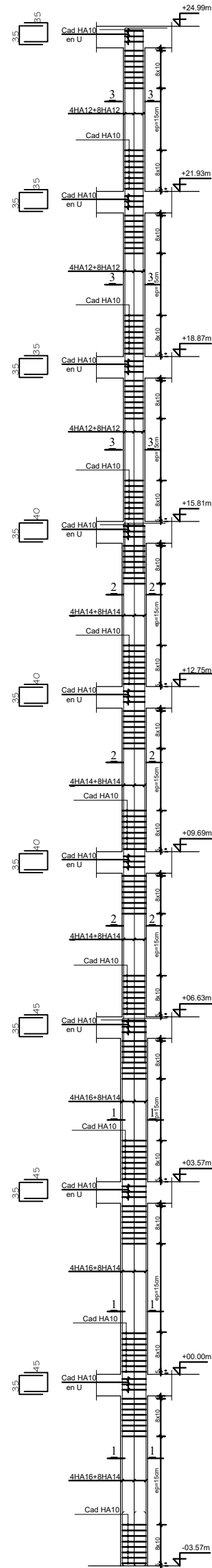
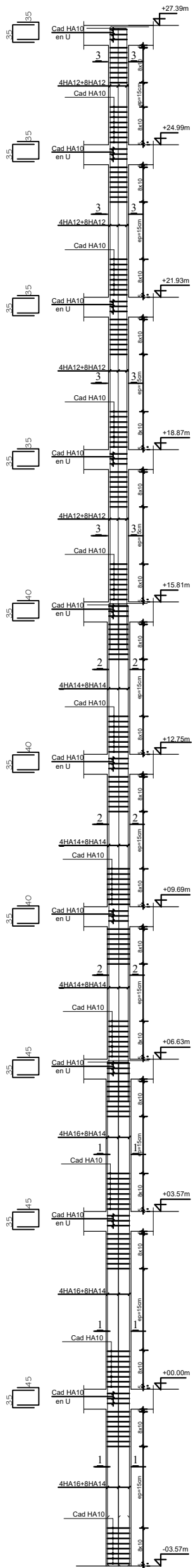
# Bibliographie

- ✓ **BAEL91** : Béton armé aux états limites.
- ✓ **RPA99VERSION2003** : Règlement parasismique algériennes.
- ✓ **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé93.
- ✓ **DTR** : Document technique réglementaire.
- ✓ Béton arme BAEL91 modifie et DTU associes (Jean-Pierre MOUNGIN).
- ✓ Calcul des ouvrages en béton arme suivant le BAEL.83 (Pierre CHARON).
- ✓ Résistance des matériaux (S.P.TIMOCHEKO).
- ✓ Le béton arme aux états limites (M.BELAZOUGUI).

FERRAILLAGE MUR PLAQUE



# FERRAILLAGE DES POTEAUX



Université Mouloud Mammeri de Tizi -Ouzou  
Faculté de génie de la construction

ETUDE D'UN POJET A USAGE D'HABITATION ET  
COMMERCIAL EN R+7+ENTRE SOL

FERRAILLAGE DES POTEAUX

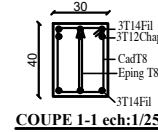
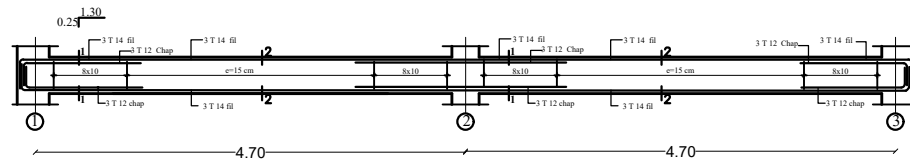
Echelle  
1/25

Dirigé par :  
Mr HAMIZI

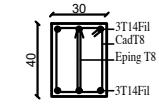
Dessiné par :  
AZOUAOU Thanina  
BOUBAKOUR Katia

Date  
Février 2021

**FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE (30X40) AXE A-BC-D-E-F niv 00.00**

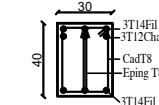
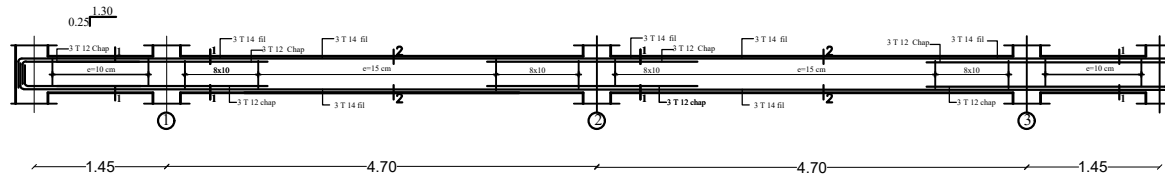


**Appuis**

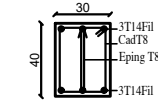


**Travée**

**FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE (30X40) AXE A-B-E-F niv +7.14, +10.2, +13.26, +16.32, +19.38, +22.44, +25.5, +28.56**

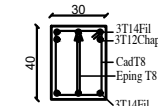
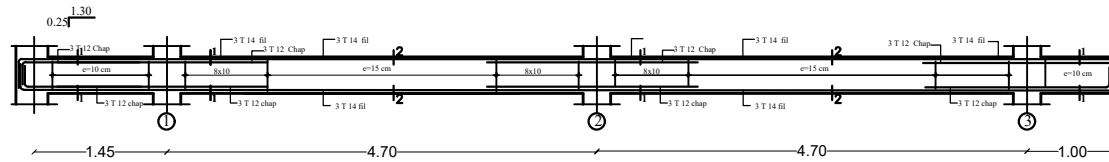


**Appuis**

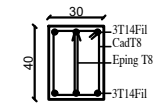


**Travée**

**FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE (30X40) AXE C-D niv +7.14, +10.2, +13.26, +16.32, +19.38, +22.44, +25.5**

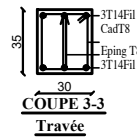
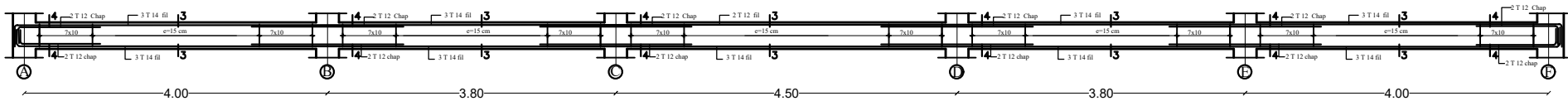


**Appuis**

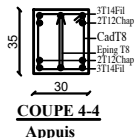


**Travée**

**FERRAILLAGE POUTRE SCONDAIRE (30X35) AXE 1-2-3 (tous les niveaux)**



**Travée**



**Appuis**

Université Mouloud Mammeri de TiZi -Ouzou  
Faculté de génie de la construction

ETUDE D'UN POJET A USAGE D'HABITATION ET  
COMMERCIAL EN R+7+ENTRE SOL

FERRAILLAGE DES POUTRES

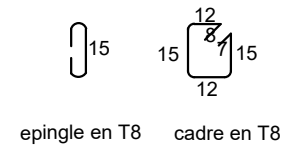
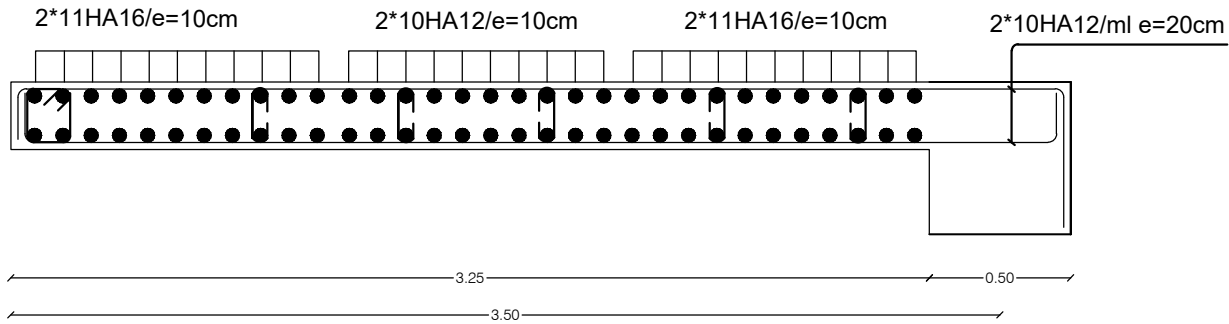
Echelle  
1/25

Dirigé par :  
Mr HAMIZI

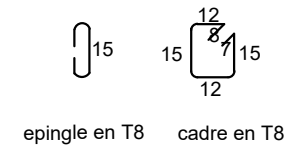
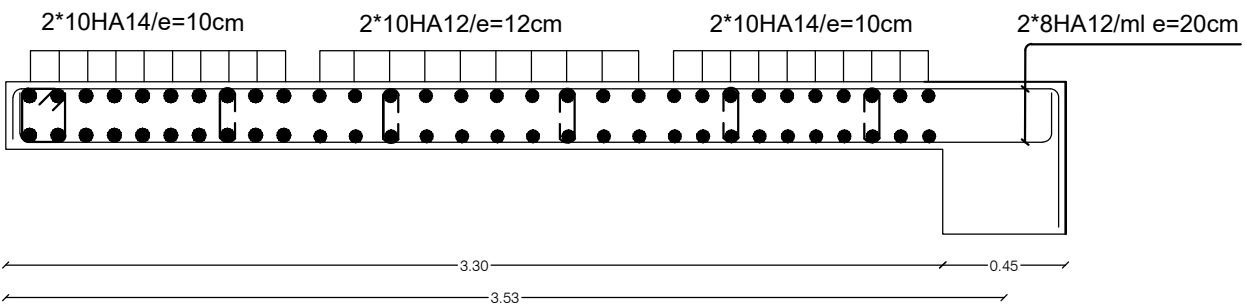
Dessiné par :  
AZOUAOU Thanina  
BOUBAKOUR Katia

Date  
Février 2021

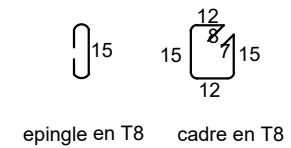
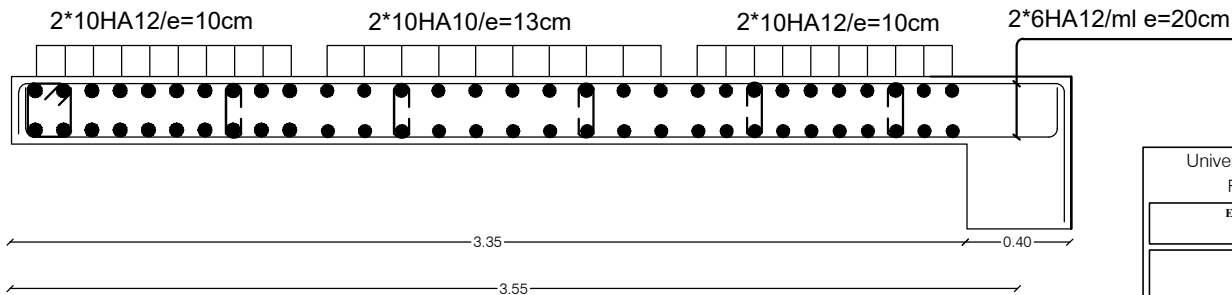
### ZONE1



### ZONE2



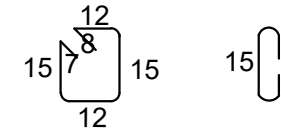
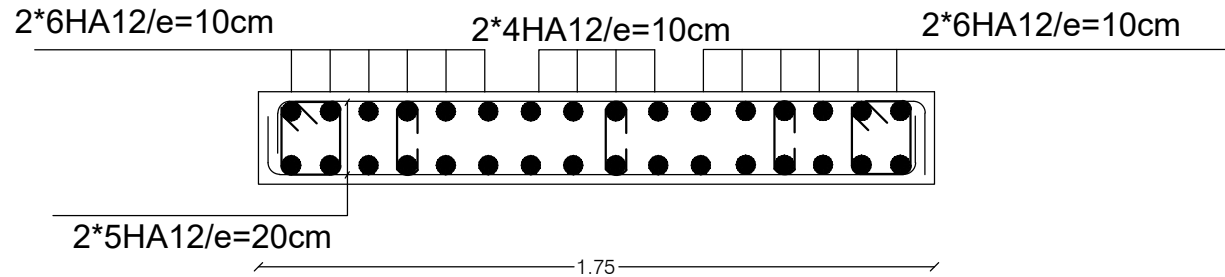
### ZONE3



## Ferraillage de voile VL1

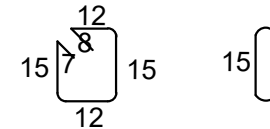
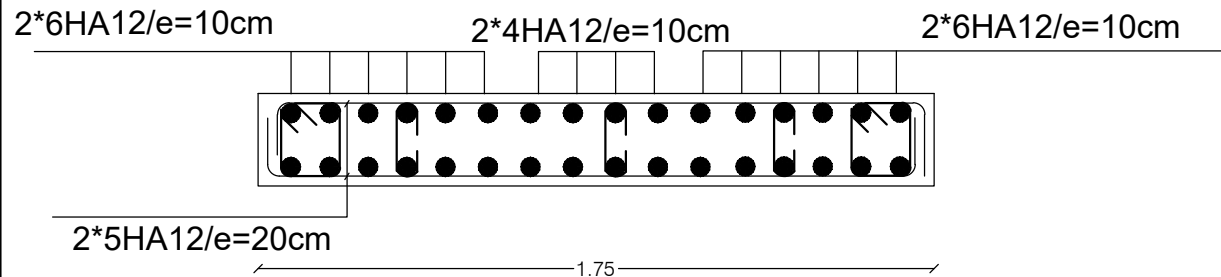
Université Mouloud Mammeri de Tizi -Ouzou		
Faculté de génie de la construction		
ETUDE D'UN POJET A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+7+ENTRE SOL		
Ferraillage de voile VL1		Echelle 1/25
Dirigé par : Mr HAMIZI	Dessiné par : AZOUAOU Thanina BOUBAKOUR Katia	Date Février 2021

## ZONE1



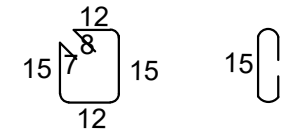
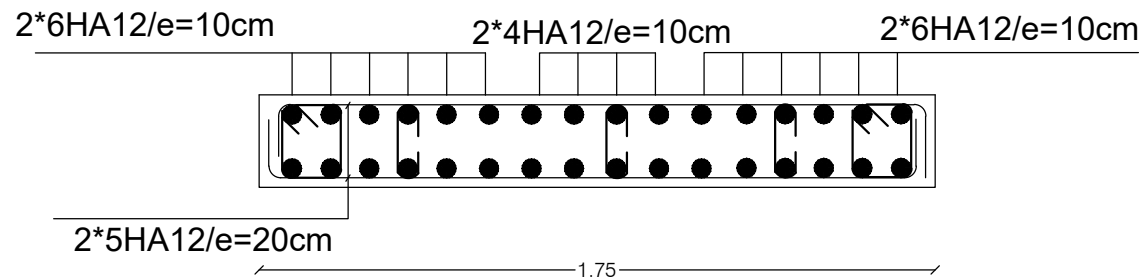
cadre en T8      épingle en T8

## ZONE2



cadre en T8      épingle en T8

## ZONE3



cadre en T8      épingle en T8

# Ferraillage de voile VL2

Université Mouloud Mammeri de TiZi -Ouzou  
Faculté de génie de la construction

ETUDE D'UN POJET A USAGE D'HABITATION ET  
COMMERCIAL EN R+7+ENTRE SOL

Ferraillage de voile VL2

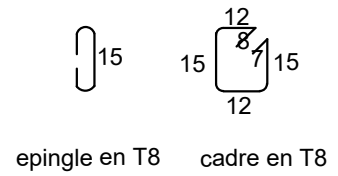
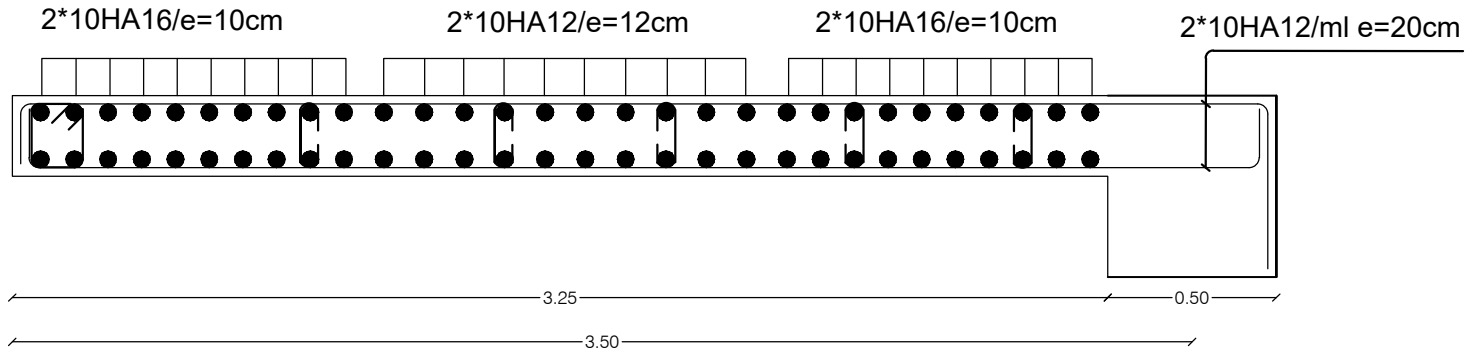
Echelle  
1/25

Dirigé par :  
Mr HAMIZI

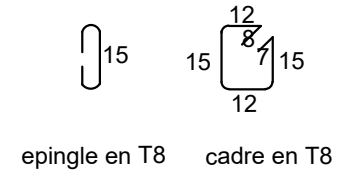
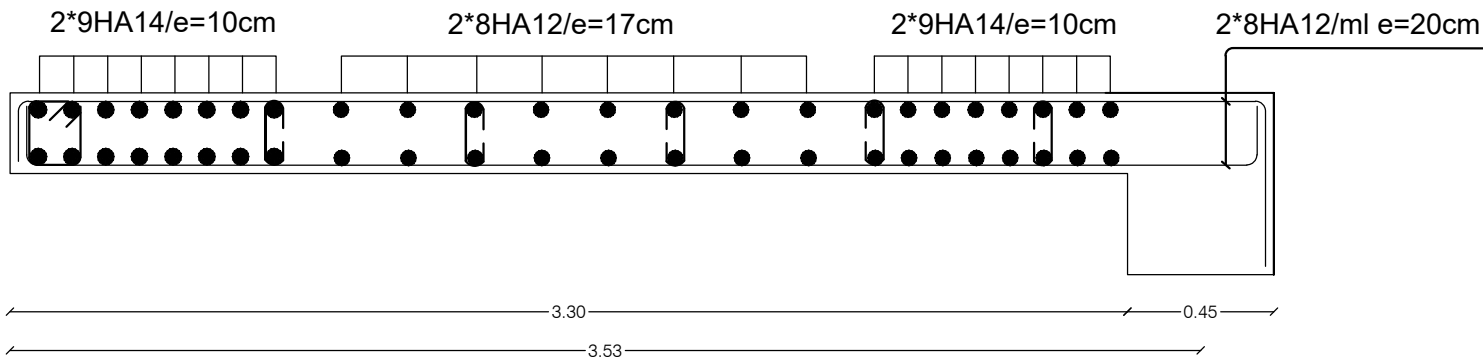
Dessiné par :  
AZOUAOU Thanina  
BOUBAKOUR Katia

Date  
Février 2021

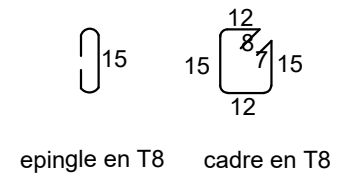
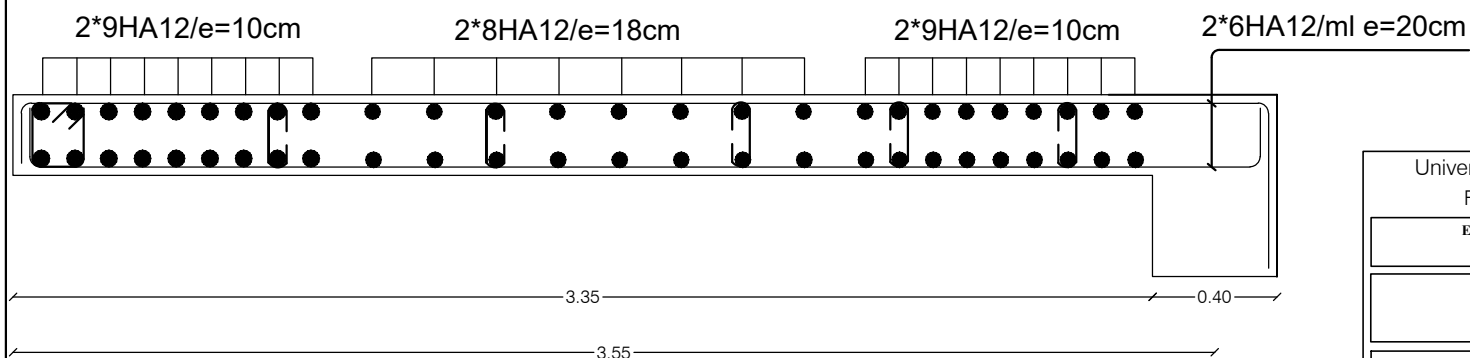
### ZONE1



### ZONE2



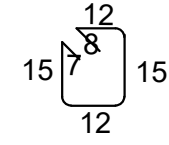
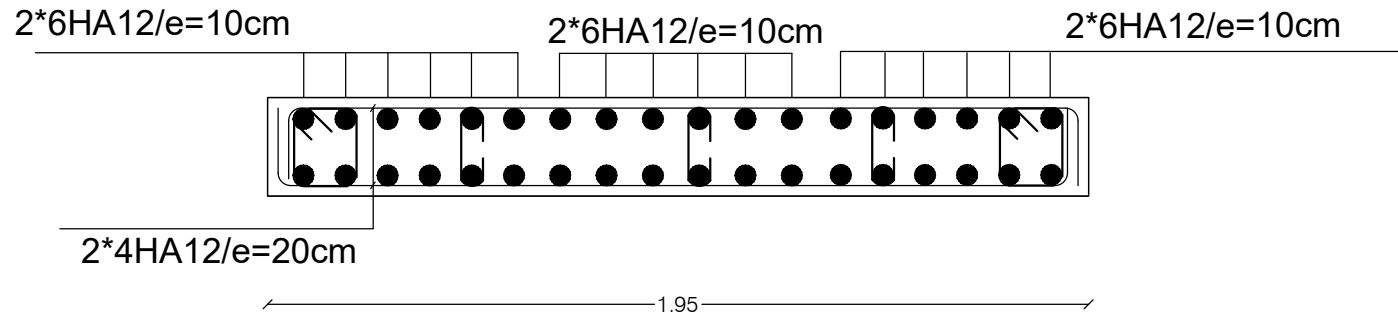
### ZONE3



## FERRAILLAIGE DE VOILE VT1

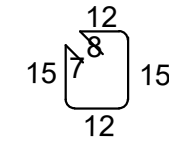
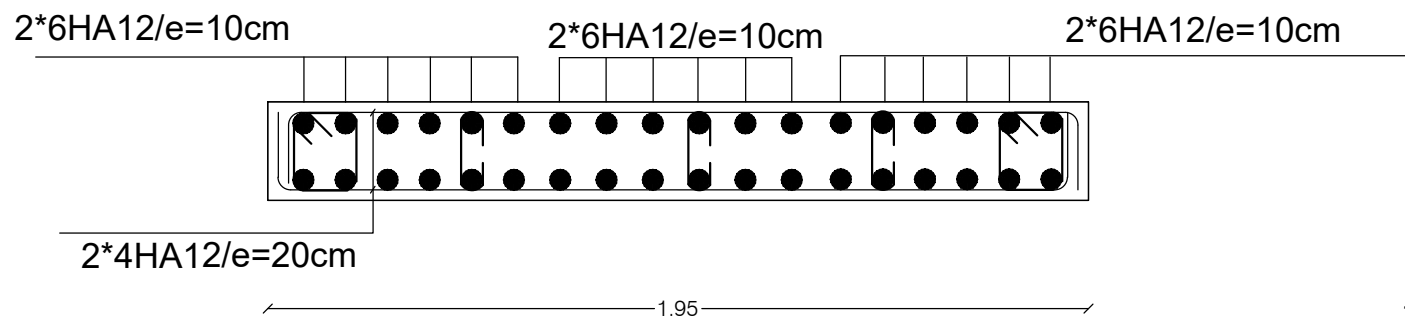
Université Mouloud Mammeri de TiZi -Ouzou Faculté de génie de la construction		
ETUDE D'UN POJET A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+7+ENTRE SOL		
Ferrailage de voile VT1		Echelle 1/25
Dirigé par : Mr HAMIZI	Dessiné par : AZOUAOU Thanina BOUBAKOUR Katia	Date Février 2021

# ZONE1



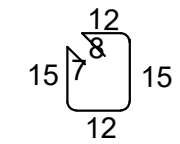
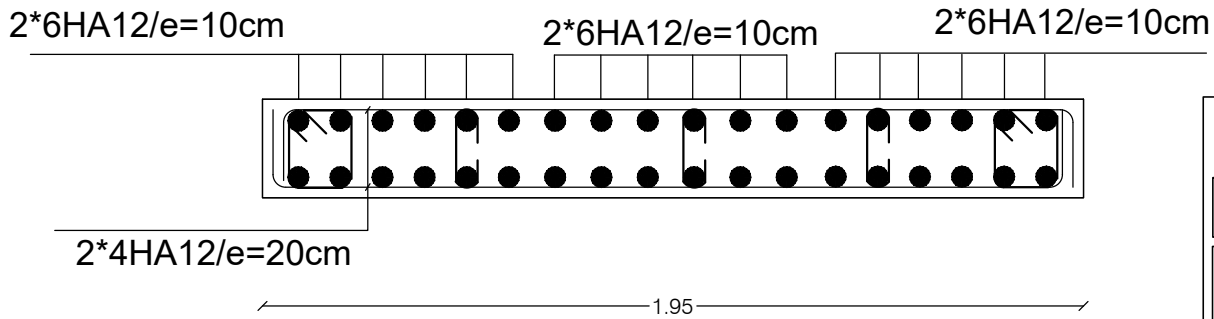
cadre en T8      épingle en T8

# ZONE2



cadre en T8      épingle en T8

# ZONE3

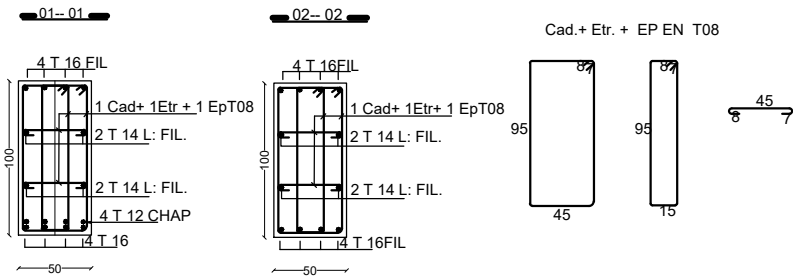
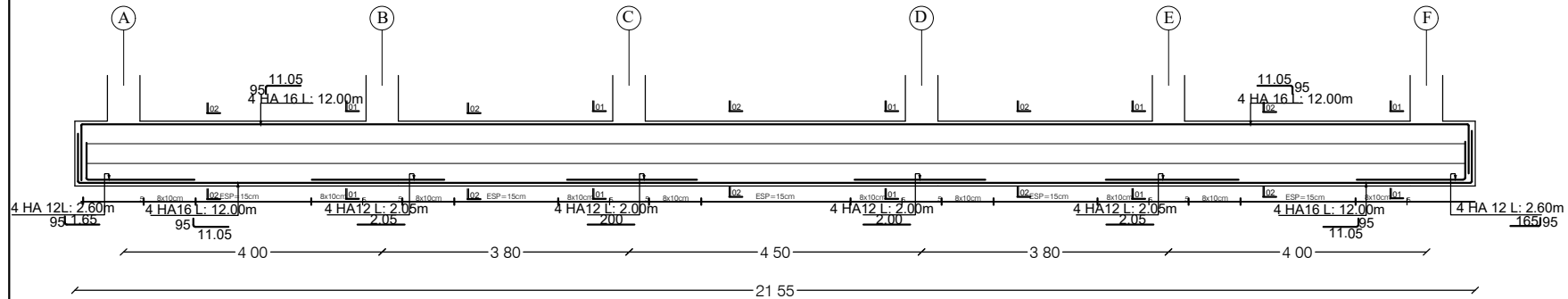


cadre en T8      épingle en T8

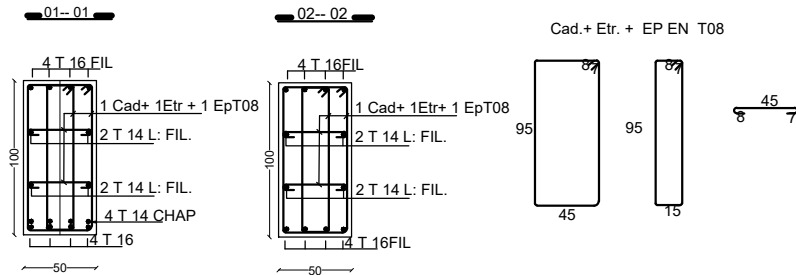
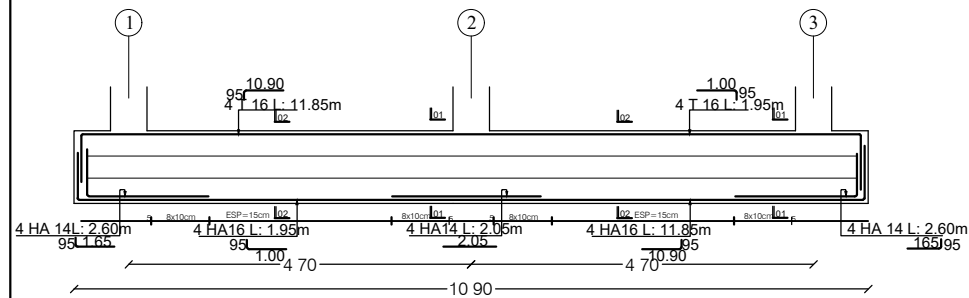
## Ferrailage de voile VT2

Université Mouloud Mammeri de TiZi -Ouzou Faculté de génie de la construction		
ETUDE D'UN POJET A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+7+ENTRE SOL		
Ferrailage de voile VT2		Echelle 1/25
Dirigé par : Mr HAMIZI	Dessiné par : AZOUAOU Thanina BOUBAKOUR Katia	Date Février 2021

## FERRAILLAGE DE NERVURE 50X100 (SENS X-X)

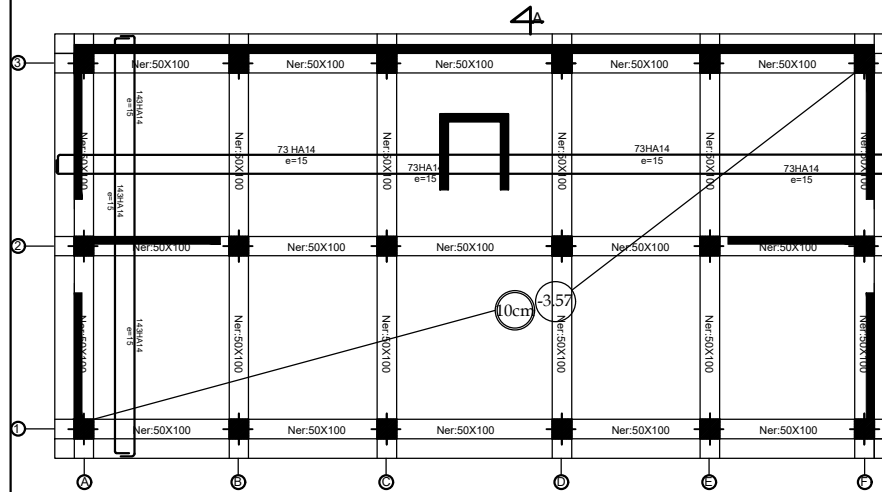


## FERRAILLAGE DE NERVURE 50X100 (SENS Y-Y)

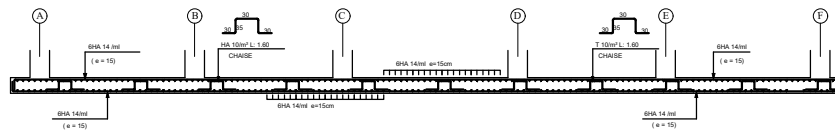


Université Mouloud Mammeri de TiZi -Ouzou		
Faculté de génie de la construction		
ETUDE D'UN POJET A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+7+ENTRE SOL		
FERRAILLAIGE DES NERVURES		Echelle 1/25
Dirigé par : Mr HAMIZI	Dessiné par : AZOUAOU Thanina BOUBAKOUR Katia	Date Février 2021

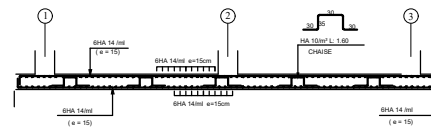
# VUE SUR PLAN COFFRAGE FERRAILLAGE DE RADIER GENERAL



## FERRAILLAGE DE RADIER (SENS X-X)



## FERRAILLAGE DE RADIER (SENS Y-Y)



Université Mouloud Mammeri de Tizi -Ouzou  
Faculté de génie de la construction

ETUDE D'UN POJET A USAGE D'HABITATION ET  
COMMERCIAL EN R+7+ENTRE SOL

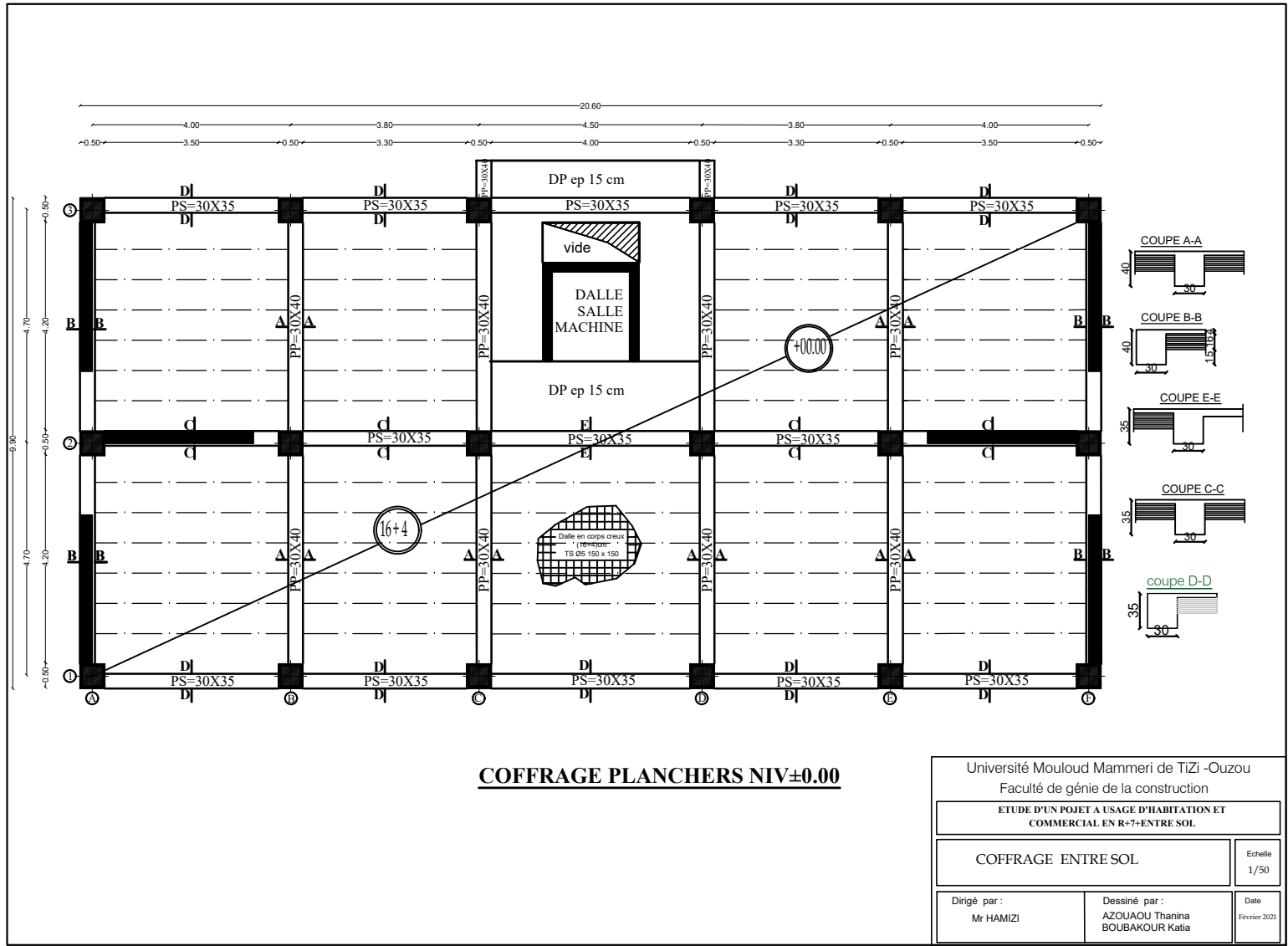
FERRAILLAGE DE RADIER

Echelle  
1/50

Dirigé par :  
Mr HAMIZI

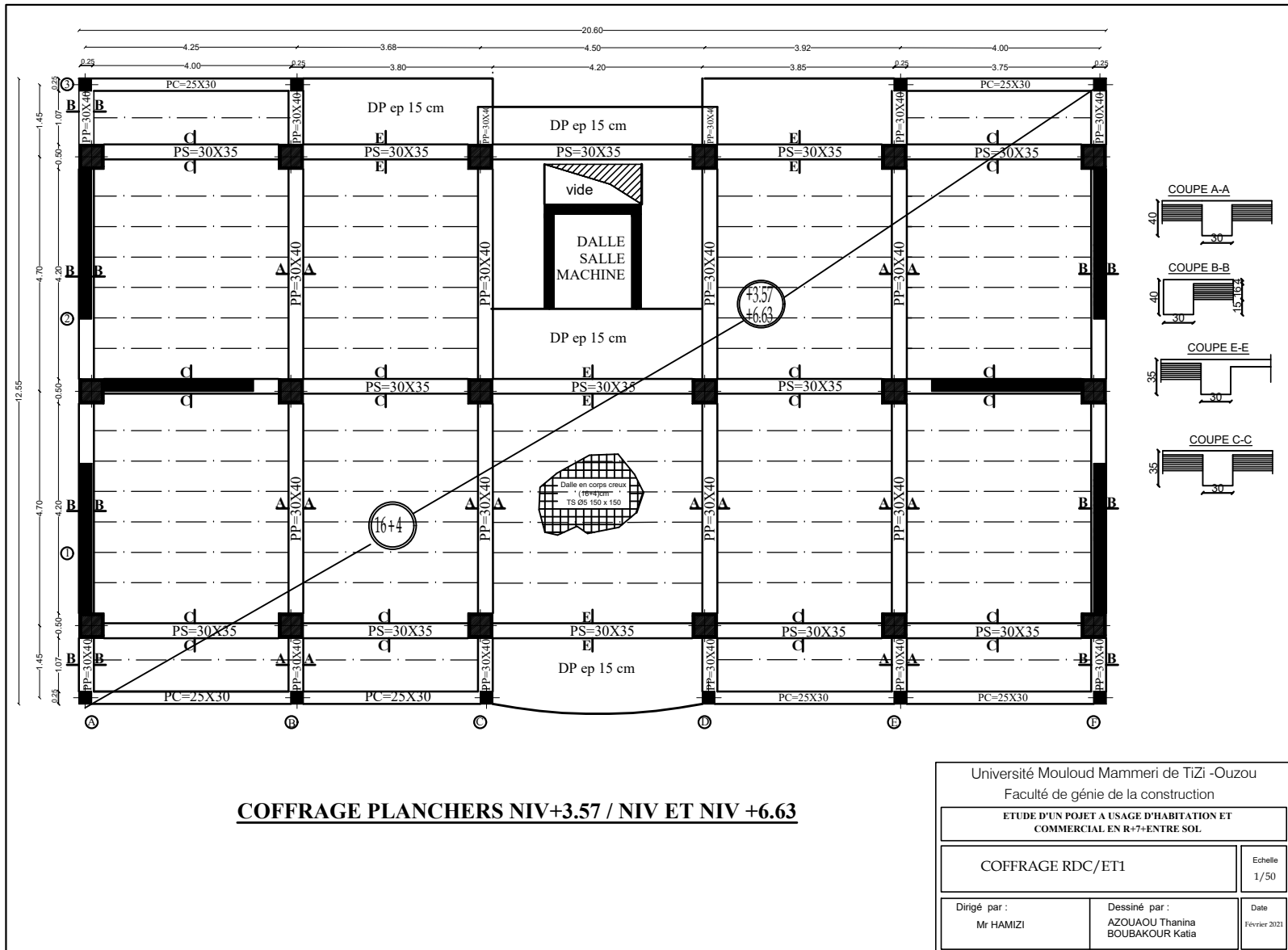
Dessiné par :  
AZOUAOU Thanina  
BOUBAKOUR Katia

Date  
Février 2021



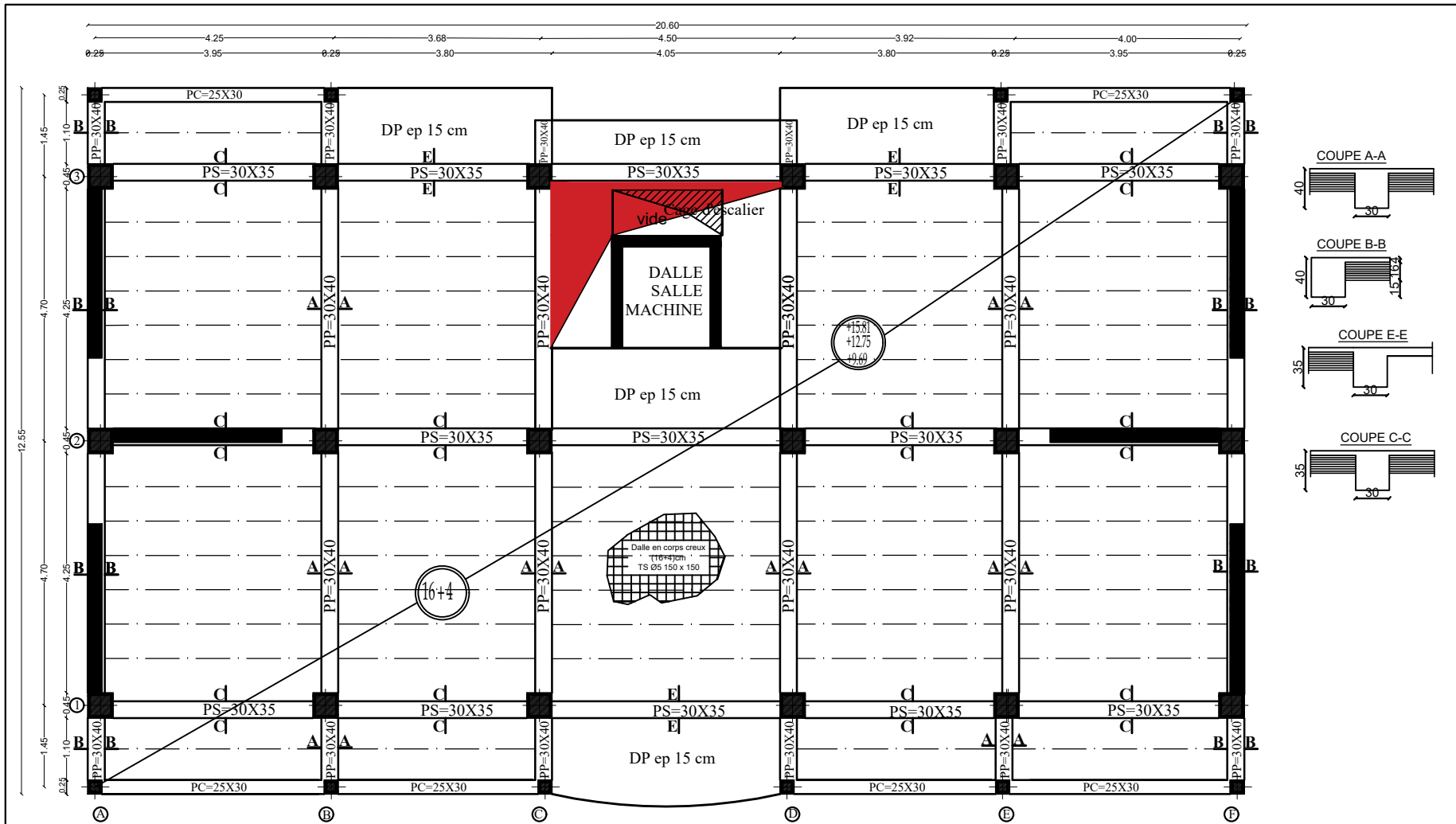
**COFFRAGE PLANCHERS NIV±0.00**

Université Mouloud Mammeri de TIZI -Ouzou		
Faculté de génie de la construction		
ETUDE D'UN POJET A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+7-ENTRE SOL		
COFFRAGE ENTRE SOL		Echelle 1/50
Dirigé par : Mr HAMIZI	Dessiné par : AZOUAOU Thanina BOUBAKOUR Katia	Date Février 2021



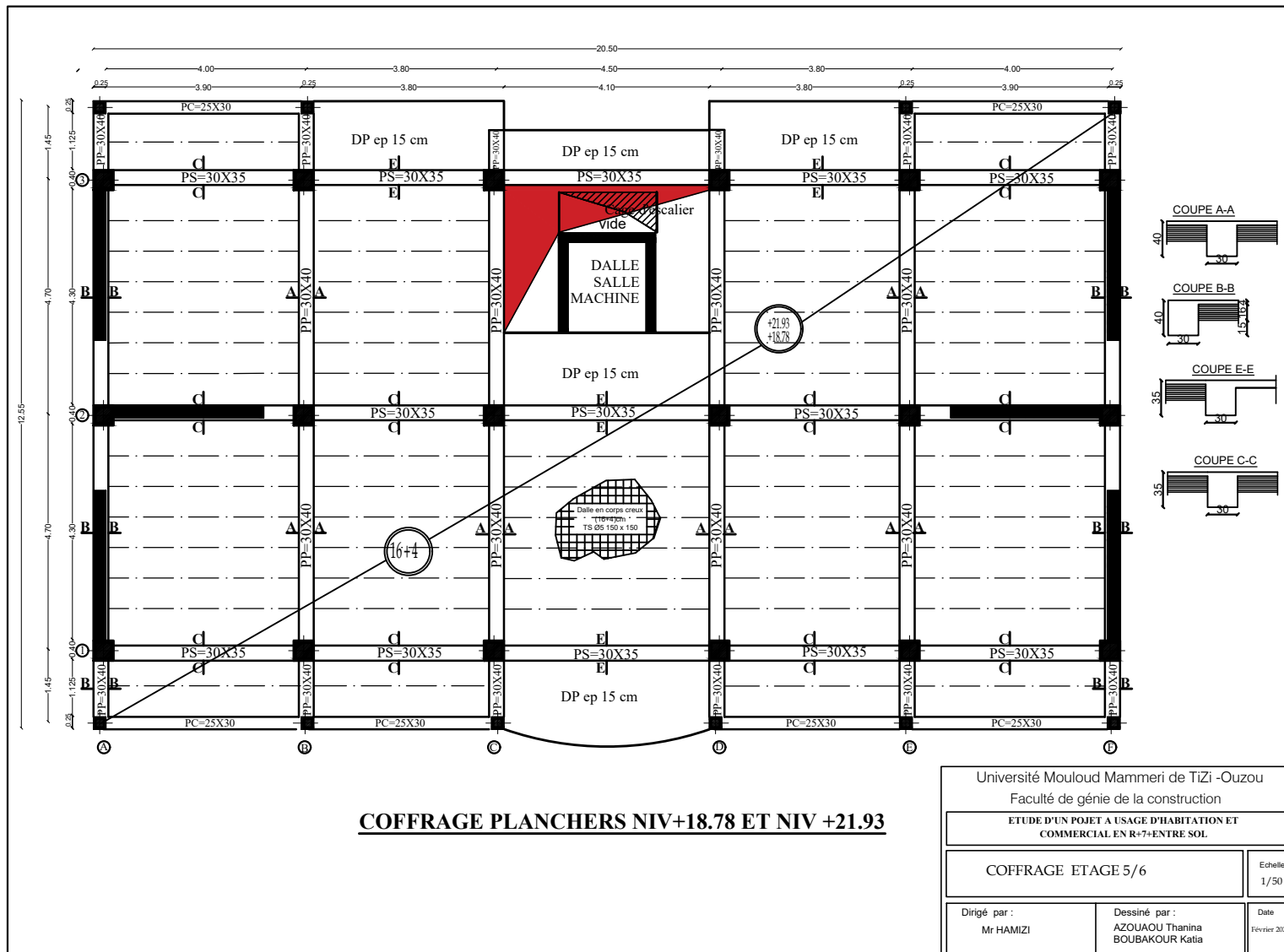
**COFFRAGE PLANCHERS NIV+3.57 / NIV ET NIV +6.63**

Université Mouloud Mammeri de Tizi -Ouzou Faculté de génie de la construction		
ETUDE D'UN PROJET A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+7+ENTRE SOL		
COFFRAGE RDC/ET1		Echelle 1/50
Dirigé par : Mr HAMIZI	Dessiné par : AZOUAOU Thanina BOUBAKOUR Katia	Date Février 2021



**COFFRAGE PLANCHERS NIV +9.69 / NIV +12.75 / NIV +15.81**

Université Mouloud Mammeri de Tizi -Ouzou Faculté de génie de la construction		
ETUDE D'UN POJET A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+7+ENTRE SOL		
COFFRAGE ETAGE 2/3/4		Echelle 1/50
Dirigé par : Mr HAMIZI	Dessiné par : AZOUAOU Thanina BOUBAKOUR Katia	Date Février 2021



Université Mouloud Mammeri de TiZi -Ouzou  
Faculté de génie de la construction

ETUDE D'UN POJET A USAGE D'HABITATION ET  
COMMERCIAL EN R+7-ENTRE SOL

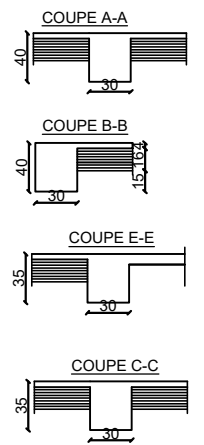
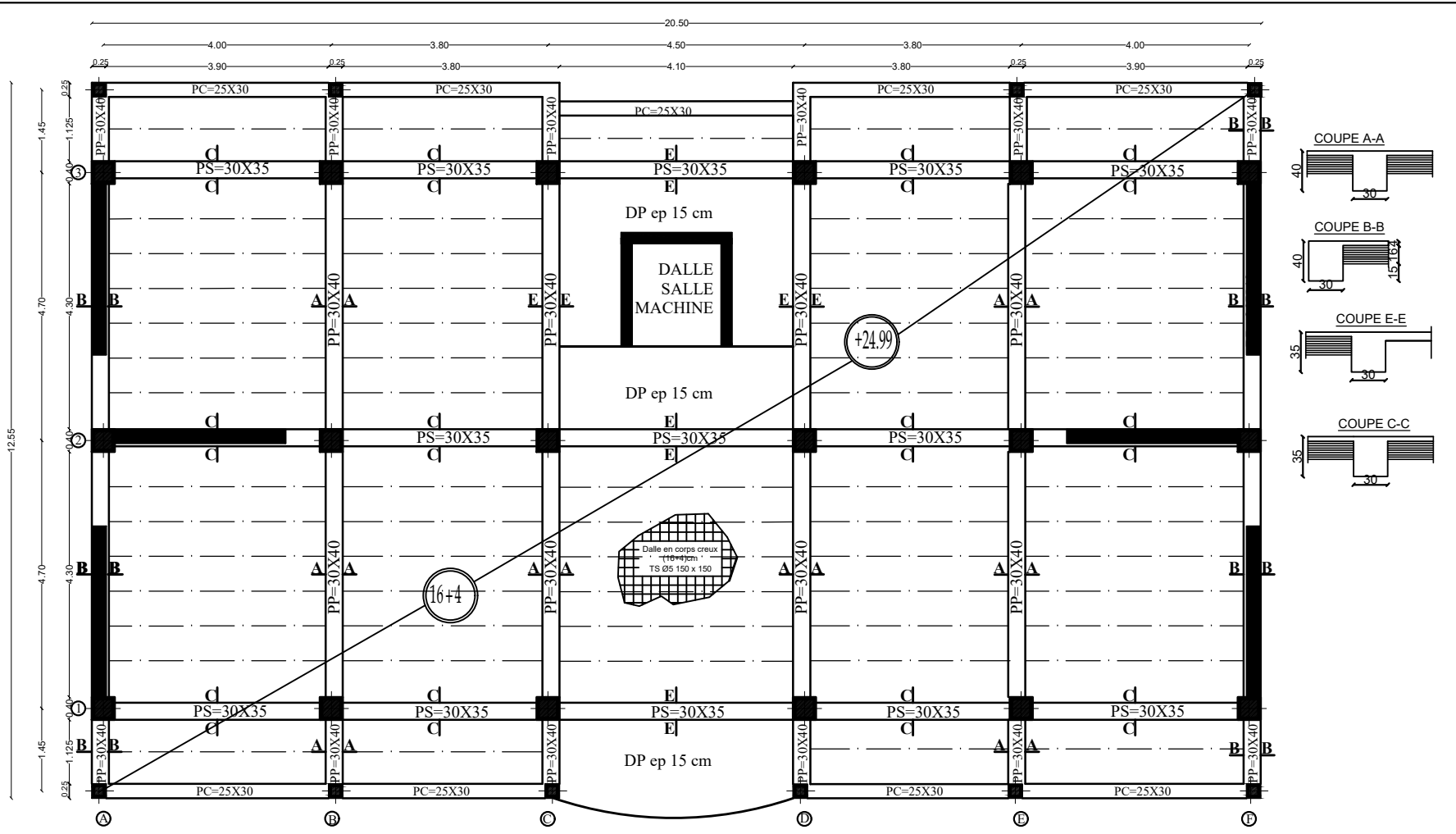
COFFRAGE ETAGE 5/6

Echelle  
1/50

Dirigé par :  
Mr HAMIZI

Dessiné par :  
AZOUAOU Thanina  
BOUBAKOUR Katia

Date  
Février 2021



**COFFRAGE PLANCHERS NIV+24.99**

Université Mouloud Mammeri de TiZi -Ouzou Faculté de génie de la construction		
ETUDE D'UN PROJET A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+7+ENTRE SOL		
COFFRAGE ETAGE 7		Echelle 1/50
Dirigé par : Mr HAMIZI	Dessiné par : AZOUAOU Thanina BOUBAKOUR Katia	Date Février 2021