

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

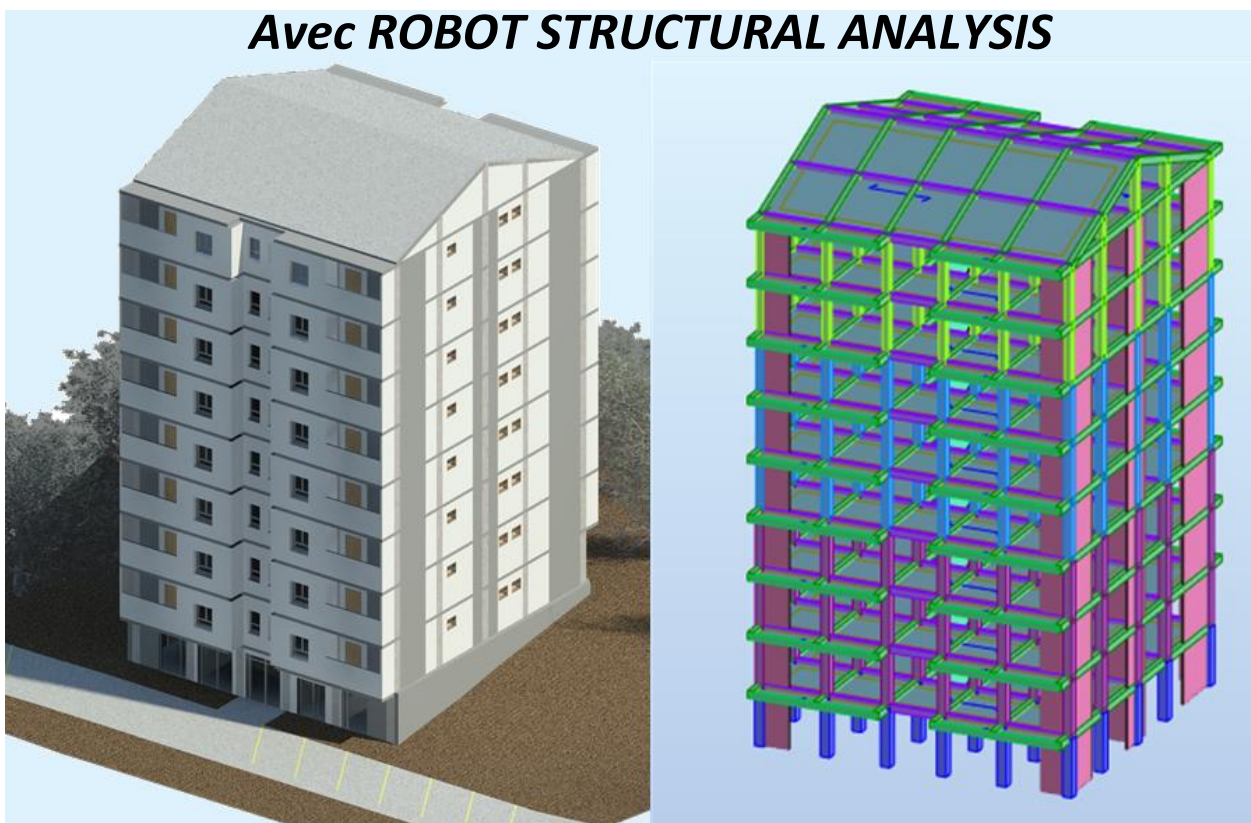


# Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master professionnel en génie civil.  
Option : Construction Civile Et Industrielle.

## *THEME*

*Etude d'un bâtiment (R+7+E/Sol+Charpente) à usage Mixte  
Contreventé par Voile Porteur  
Avec ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*



Etudié par:

Mr. MEHLOUB Mohand Oussalem  
Mr. MATOUB Mohammed

Dirigé par :

Mr M.DERRADJ

PROMOTION: 2017/2018

# REMERCIEMENTS

**Nous** voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur **M<sup>r</sup> DERRADJ**, pour les orientations et les conseils qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.

**Nous** tenons à remercier tous les enseignants de **GENIE CIVIL** qui ont contribué à notre formation.

**Nos** remerciements à nos familles (**MATOUB** et **MEHLOUB**) et tous les amis (es)

**Nous** tenons à remercier également les **membres de jury** qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

**Nos** remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

**Merci à tous.**

# DÉDICACE

Je dédie ce travail :

- A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse, qu'**Allah** me les garde pour toute ma vie.
- A ma très chère sœur
- A mes grands-parents et ma famille
- A mon frère et mon binôme **mohammed** et sa famille.
  
- A mes chers amis, collègues : **Kamel ,Ismail, Rabah** (cousin), **Aghilas, Nacera, Dyhia, Hand, Salim, Ramdhane, billal, Boussad, Brahim** et les autres
  
- A tous la promotion de Génie Civil **2017/2018**.

**Mohand oussalem**

# DÉDICACE

Je dédie ce travail :

A mes chers parents qui m'ont toujours soutenue pour aller de l'avant grâce à leur soutien moral, financier et de leurs affections bien sûr, qu'**Allah** me les garde pour toute ma vie.

A ma grand-mère Ouzna que tu nous a laissé cette année paix à ton âme.

A ma grand-mère djouhar que j'espère ton état de Santé vas s'améliorer et longue vie à toi inshallah.

A mes très chères petits frère **Amrane**, **Lamara** et **Houcine** que inshallah vous aller réaliser tous vos rêve mes frères.

A toutes ma famille du coter paternelle et maternelle.

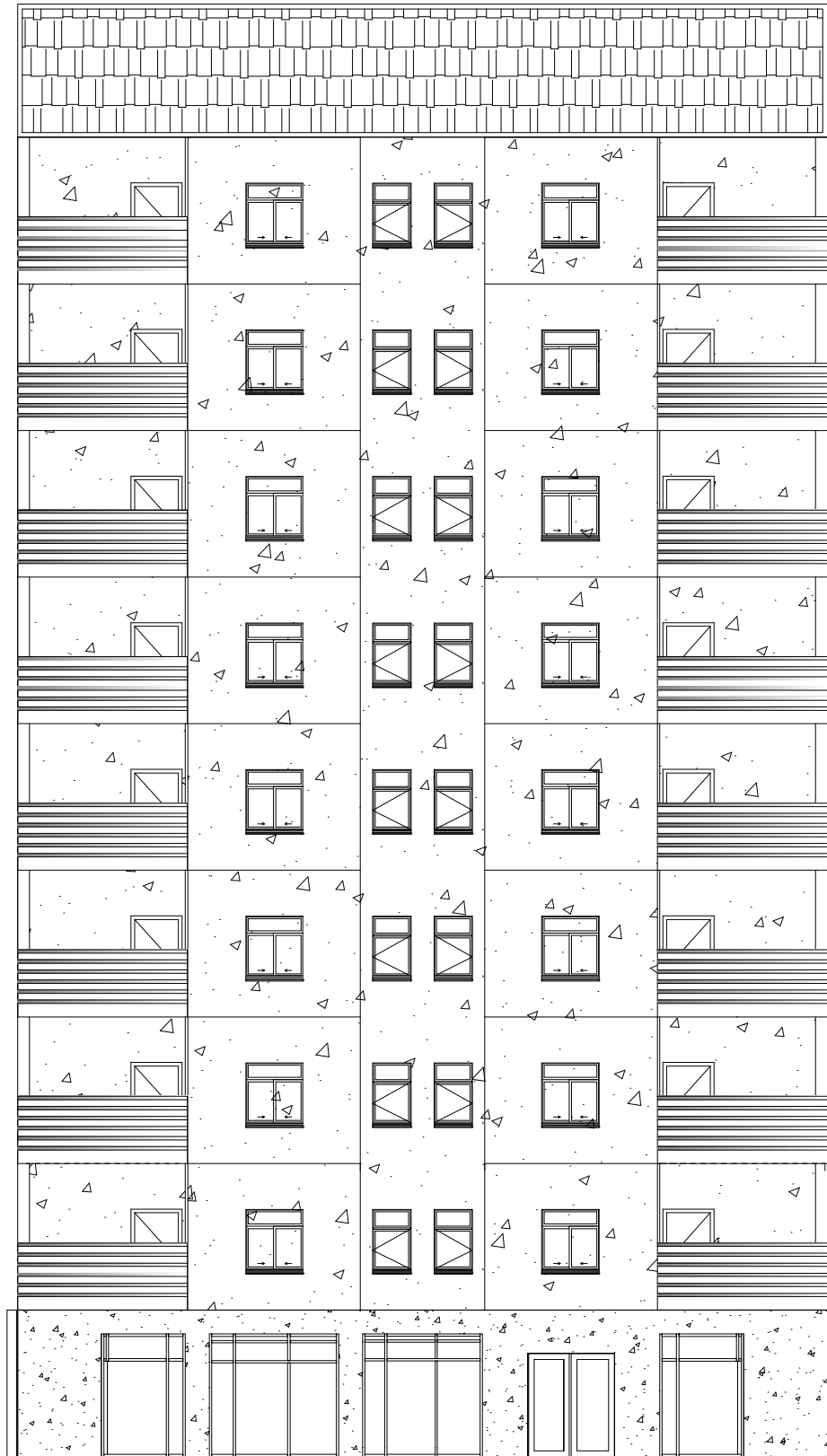
A mon frère et mon binôme **Mohand oussalem** et sa famille.

A mes chers amis, **B.Ismail**, **H.Anis**,**Bilal**,**H.Ramdan**,**K.Ghiles**,  
**M.Binnor**,**M.Elhadi**, **Nacera**, **Dyhia**, **K.Hand**, **L.Salim**,  
**H.Boussad**, **B.Brahim**, **C.Anis**, **S.Tarik** et les autres

A tous la promotion de Génie Civil **2017/2018**.

A Tous Mes amis qui mon soutenus de loin ou de prés.

**Mouh dou Ismail**



Charpente

R+7

R+6

R+5

R+4

R+3

R+2

R+1

RDC

E/Sol

**Façade Principale**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**  
 ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN  
 R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE  
 D'HABITATION ET COMMERCE

**TITRE:**  
 -Façade Principale

**DOSSIER:** ARCHITECTURE

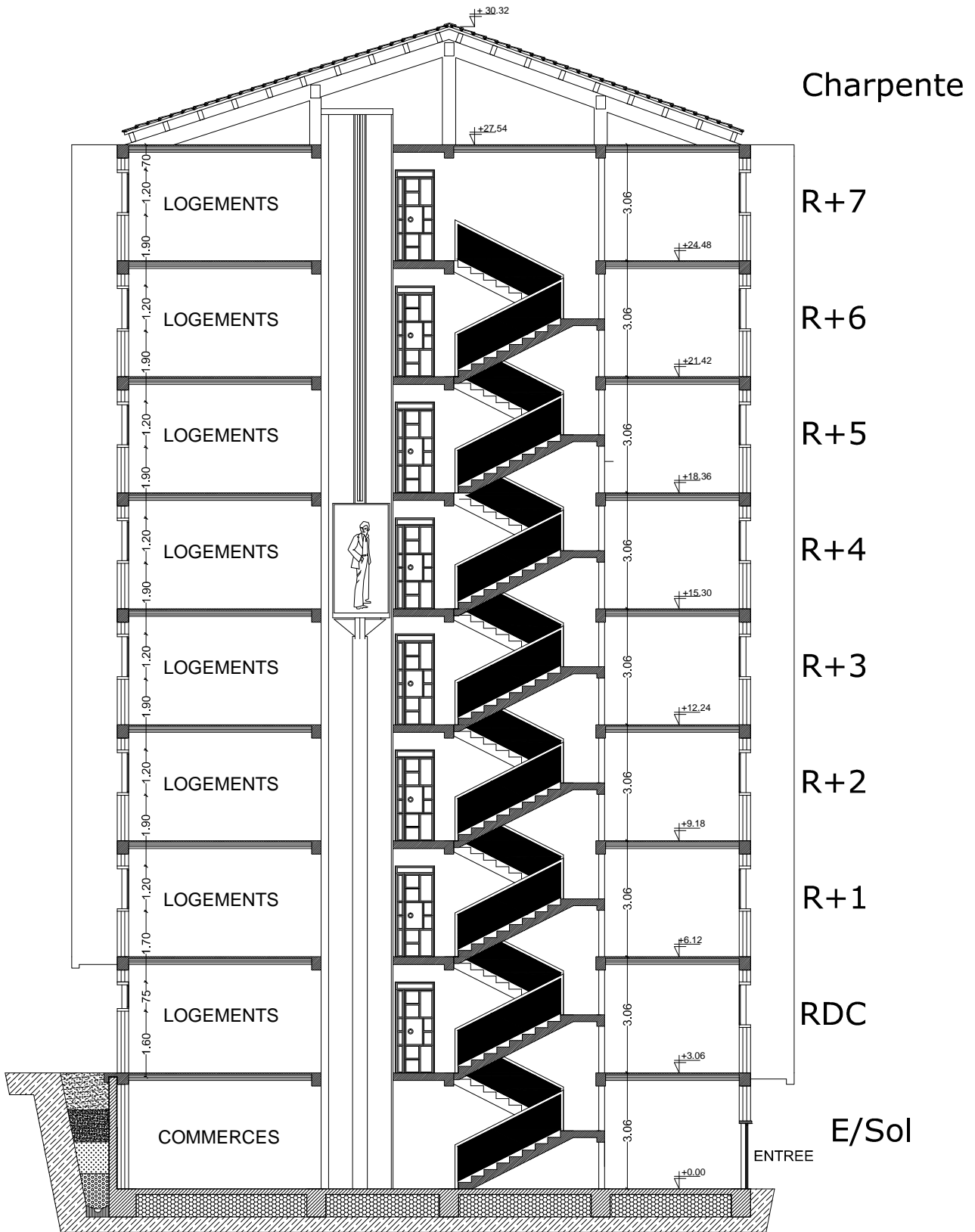
**PLANCHE:** N°01

**ECHELLE:** 1/150

**DESSINE PAR:**  
 Mr.MEHLoub Mohand Oussalem  
 Mr.MATOUb Mohammed

**ENCADRE PAR:**  
 Mr.DERRADJ.M

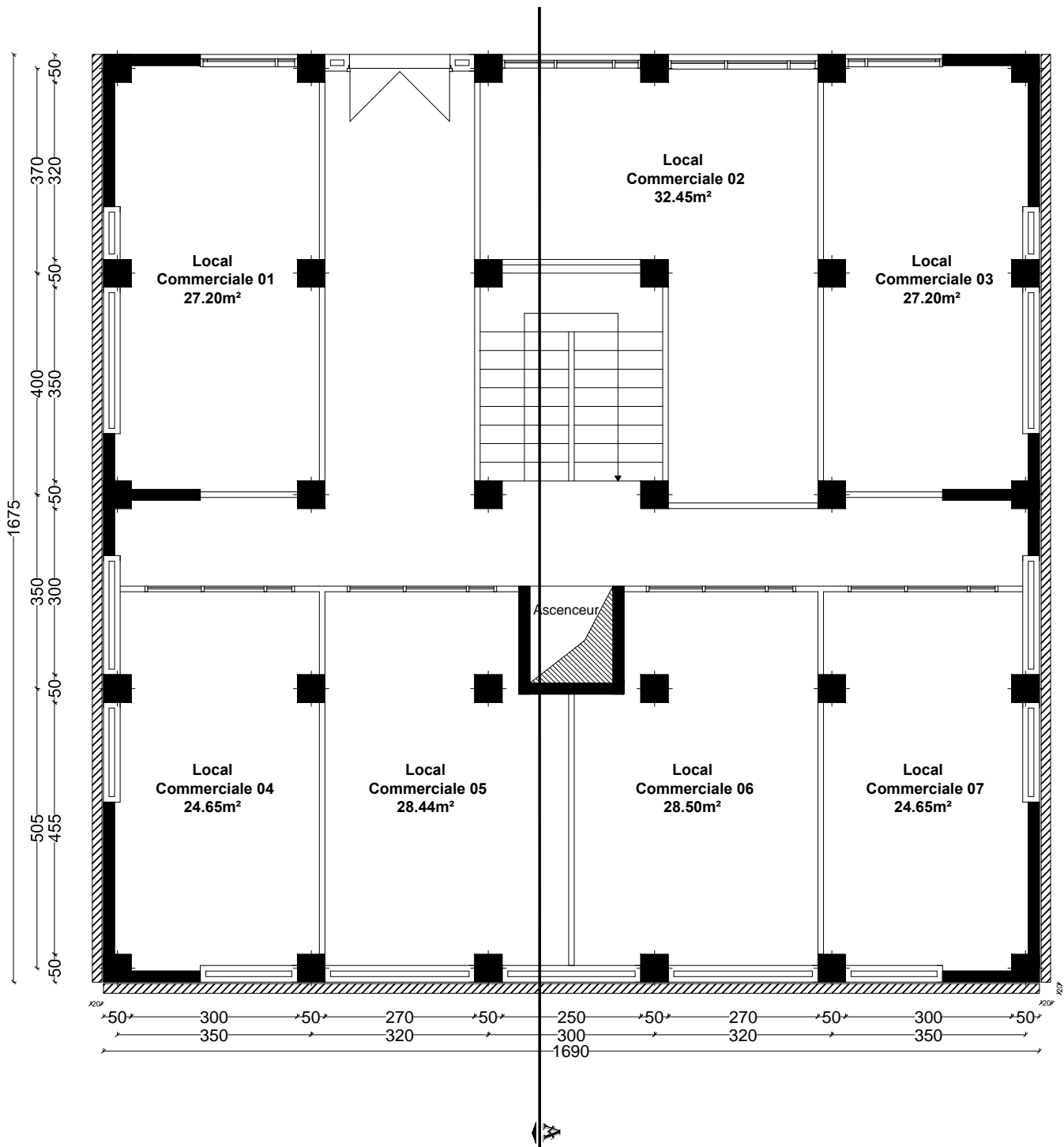
**PROMOTION:**  
 2017/2018



**Coupe AA**

|   |                                     |                                |
|---|-------------------------------------|--------------------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU<br>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |                                     |                                |
| <b>PROJET:</b><br>ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN<br>R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE<br>D'HABITATION ET COMMERCE  |                                     | <b>TITRE:</b><br>-Coupe AA     |
| <b>DOSSIER:</b> ARCHITECTURE  | <b>PLANCHE:</b> N°02                | <b>ECHELLE:</b> 1/150          |
| <b>DESSINE PAR:</b><br>Mr.MEHLIOUB Mohand Oussalem<br>Mr.MATOUH Mohammed  | <b>ENCADRE PAR:</b><br>Mr.DERRADJ.M | <b>PROMOTION:</b><br>2017/2018 |

# Plan Entre Sol



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**  
 ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN  
 R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE  
 D'HABITATION ET COMMERCE

**TITRE:**  
 -Plan Entre Sol

**DOSSIER:** ARCHITECTURE

**PLANCHE:** N°03

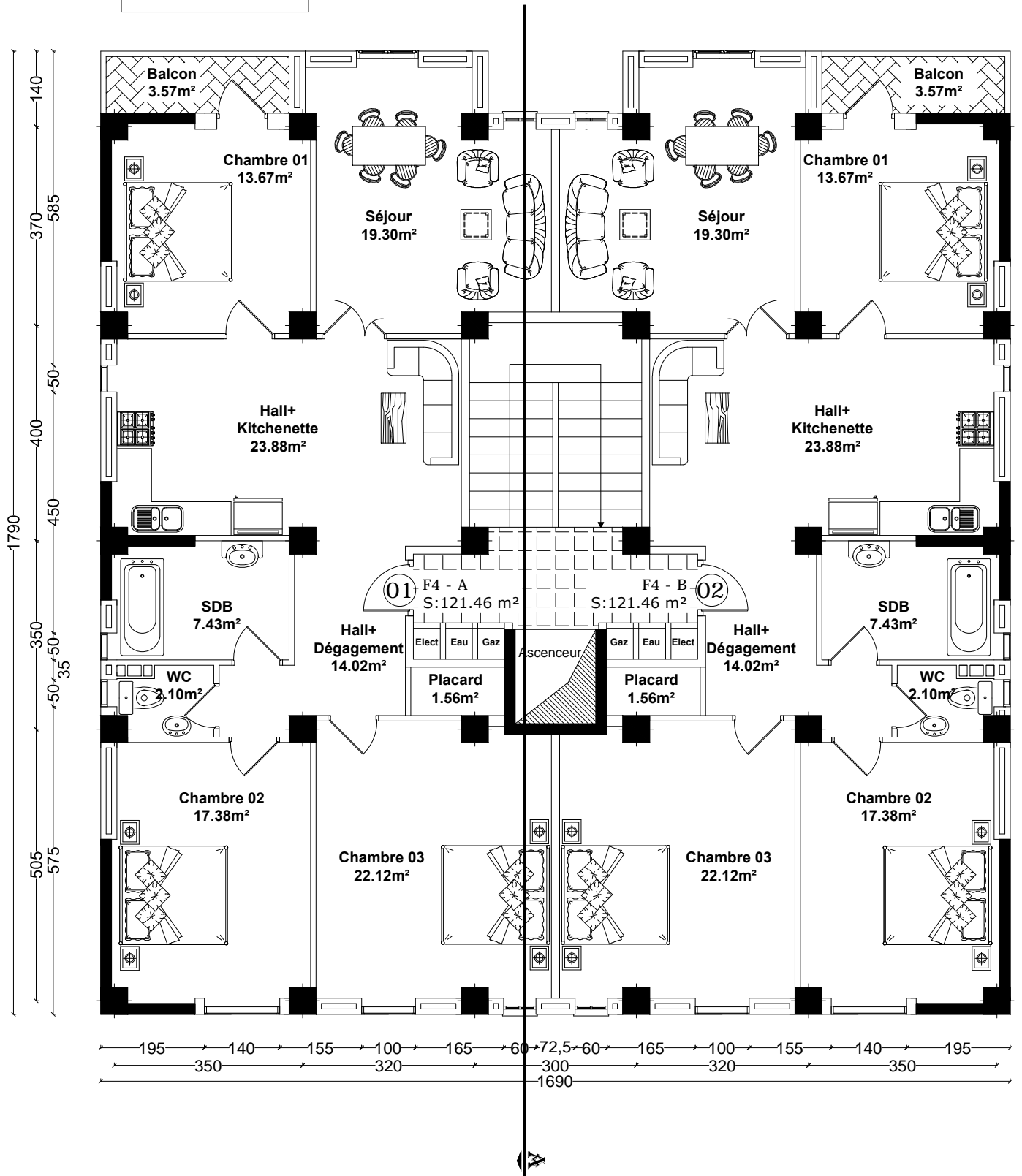
**ECHELLE:** 1/150

**DESSINE PAR:**  
 Mr.MEHLUB Mohand Oussalem  
 Mr.MATOUB Mohammed

**ENCADRE PAR:**  
 Mr.DERRADJ.M

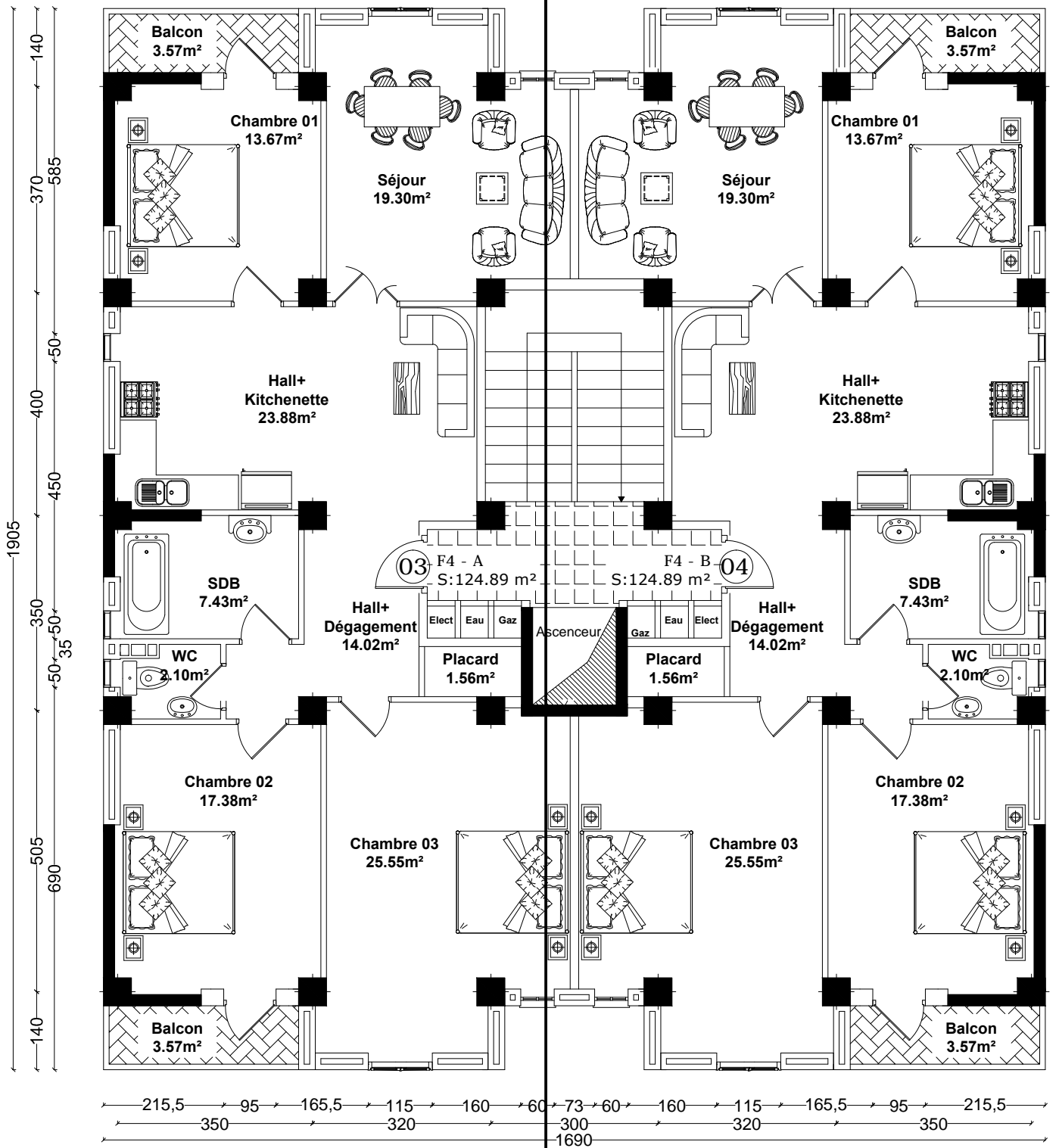
**PROMOTION:**  
 2017/2018

# Plan RDC



|   |                                     |                                |
|---|-------------------------------------|--------------------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU<br>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |                                     |                                |
| <b>PROJET:</b><br>ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN<br>R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE<br>D'HABITATION ET COMMERCE  |                                     | <b>TITRE:</b><br>-Plan RDC     |
| <b>DOSSIER:</b> ARCHITECTURE  | <b>PLANCHE:</b> N°04                | <b>ECHELLE:</b> 1/150          |
| <b>DESSINE PAR:</b><br>Mr.MEHLIOUB Mohand Oussalem<br>Mr.MATOUB Mohammed  | <b>ENCADRE PAR:</b><br>Mr.DERRADJ.M | <b>PROMOTION:</b><br>2017/2018 |

# Plan Etage Courant



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**  
 ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN  
 R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE  
 D'HABITATION ET COMMERCE

**TITRE:**  
 -Plan Etage Courant

**DOSSIER:** ARCHITECTURE

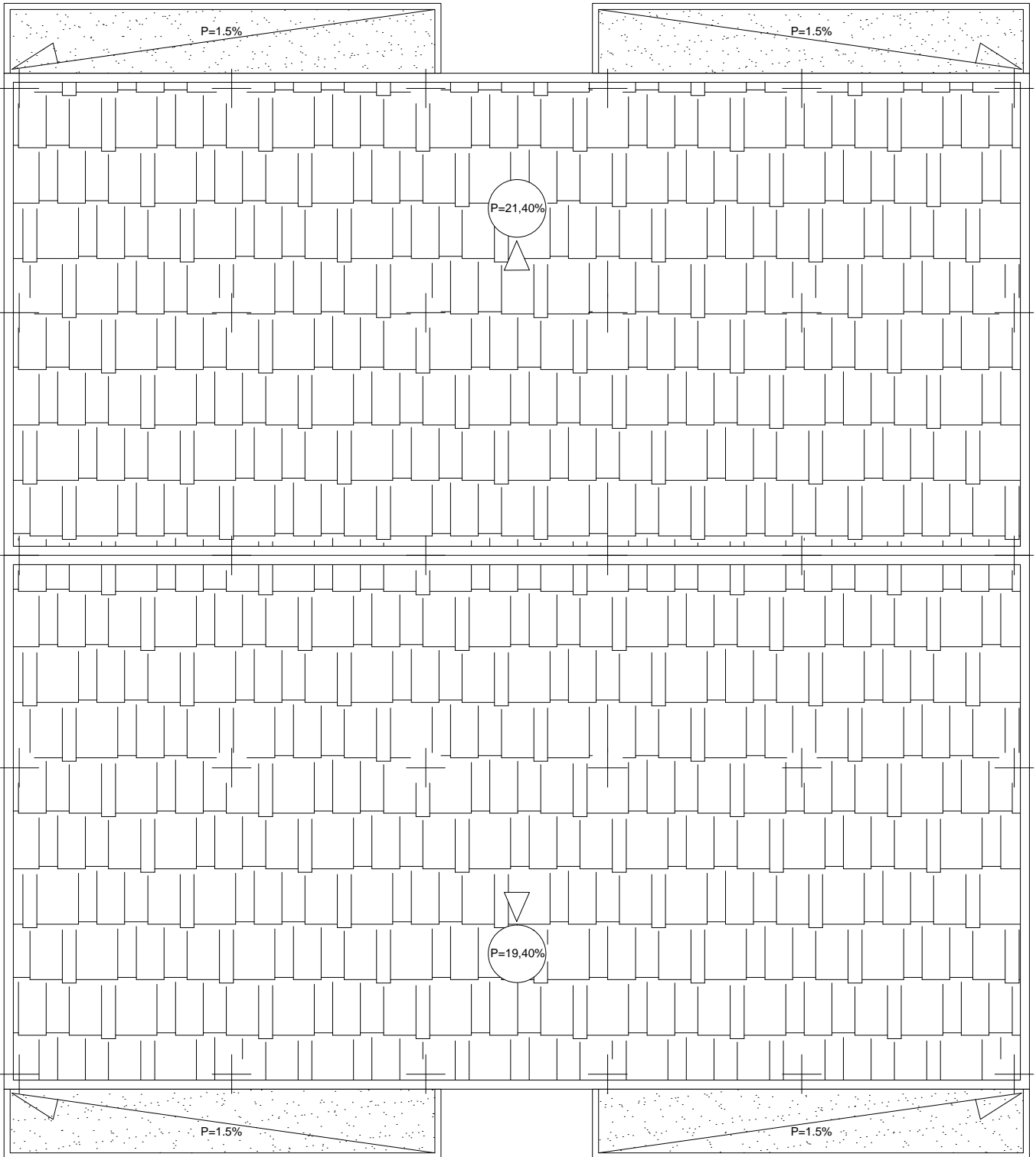
**PLANCHE:** N°05

**ECHELLE:** 1/150

**DESSINE PAR:**  
 Mr.MEHLouB Mohand Oussalem  
 Mr.MATouB Mohammed

**ENCADRE PAR:**  
 Mr.DERRADJ.M

**PROMOTION:**  
 2017/2018



# Plan De Toiture

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**  
 ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN  
 R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE  
 D'HABITATION ET COMMERCE

**TITRE:**  
 -Plan De Toiture

**DOSSIER:** ARCHITECTURE

**PLANCHE:** N°06

**ECHELLE:** 1/150

**DESSINE PAR:**  
 Mr.MEHLUB Mohand Oussalem  
 Mr.MATOUB Mohammed

**ENCADRE PAR:**  
 Mr.DERRADJ.M

**PROMOTION:**  
 2017/2018

# SOMMAIRE

# SOMMAIRE

|   |                |
|---|----------------|
| <b>INTRODUCTION</b> .....   | <b>1/14</b>    |
| <b>PREMIERE PARTIE : GENERALITES</b> .....                              |                |
| CHAPITRE I : Généralité Sur Le Génie Civil .....                        | 2 /17          |
| CHAPITRE II : Présentation De L'ouvrage .....                           | 5 /21          |
| <b>DEUSIEME PARTIE : ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE</b> .....               |                |
| CHAPITRE I : Predimensionnement Des Eléments .....                      |                |
| I.1.Plancher .....  | 12/30          |
| I.2.Poutre .....  | 12/30          |
| I.3. Voile .....  | 13/31          |
| I.4. Poteau .....   | 15/33          |
| CHAPITRE II : Calcul Des Eléments Secondaires .....                     |                |
| II.1.Plancher .....   | 20 /39         |
| II.2.Escalier.....  | 31 /51         |
| II.3.Dalle Salle Machine.....   | 41 /62         |
| II.4.Poutre chainage.....   | 47 /69         |
| II.5.Poutre Palière .....   | 55 /78         |
| II.6.Carpente .....   | 61 /85         |
| CHAPITRE III : Modélisation Et Vérification De La Structure .....       |                |
| III.1.Les Méthodes De Calcul Des Forces Sismiques .....                 | 69 /94         |
| III.2.Modelisation De La Structure Avec Robot Structural Analysis ..... | 70 /95         |
| III.3.Système De Contreventement Et Vérification De La Structure.....   | 82 /107        |
| CHAPITRE IV: Calcul Des Eléments Principaux .....                       |                |
| IV.1.Ferrailage Des Poutres .....                                       | 91/117         |
| IV.2.Ferrailage Des Poteaux .....                                       | 98/127         |
| IV.3.Ferrailage Des Voiles .....  | 106/136        |
| <b>TROISIEME PARTIE : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE</b> .....               |                |
| CHAPITRE I : Mur Plaque.....  | 118/154        |
| CHAPITRE II : Etude Des Fondations.....                                 | 123/161        |
| <b>CONCLUSION</b> .....   | <b>142/185</b> |
| <b>Bibliographie</b>  |                |

# INTRODUCTION

# INTRODUCTION

C'est grâce à ce mémoire de fin d'étude qu'on va avoir l'opportunité de cumuler les connaissances théoriques avec celles de la pratique, ceci va nous permettre également de rentrer dans la vie active et de découvrir plus précisément le milieu professionnel.

Ce projet consiste à étudier un bâtiment (R+7+E-sol) en respectant les normes et les règlements conçus pour ce travail et cela avec l'aide d'un logiciel destiné pour ce genre de travail **RSA** (robot structural Analysis)

La construction parasismique est l'une des nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Concernant notre travail, il est divisé en trois parties, la première contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans la deuxième partie on a adopté un ferrailage pour les éléments secondaires de notre bâtisse et on a étudié le système de contreventement et vérifié les conditions de RPA et aussi calculé et adopté un ferrailage pour les éléments structuraux principaux de notre bâtisse après la modélisation, pour la troisième partie on a étudié l'infrastructure (le mur plaque et les fondations).

L'élaboration de ce travail a pour principale source nos connaissances acquises tout au long de notre formation universitaire, les règlements conçus pour ce domaine (BAEL, RPA, code européen...)



# PREMIERE PARTIE

## GENERALITES

# CHAPITRE I : Généralité Sur Le Génie Civil

### Principes du calcul du béton armé

Les règles de calcul sont conçues de façon à garantir la sécurité et la longévité des structures. Ils précisent le niveau maximal des actions pouvant s'exercer sur un ouvrage pendant sa durée d'utilisation.

Ce niveau est atteint par la prise en compte dans les calculs de valeurs caractéristiques des actions et de coefficients de sécurité majorant les sollicitations qui résultent de ces actions. La probabilité d'occurrence simultanée d'actions indépendantes peut être très variable selon leur nature. Il est donc nécessaire de définir les combinaisons d'actions.

### Un séisme

Est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

### Analyse structurale

L'analyse structurale permet de déterminer la distribution, soit des sollicitations, soit des contraintes, déformations et déplacements de l'ensemble ou d'une partie de la structure. Elle permet d'identifier les sollicitations aux divers états limites dans les éléments ou les sections de la structure.

La géométrie est habituellement modélisée en considérant que la structure est constituée d'éléments linéaires, d'éléments plans et, occasionnellement, de coques. Le calcul doit prendre en considération la géométrie, les propriétés de la structure et son comportement à chaque stade de sa construction.

Les éléments d'une structure sont classés, selon leur nature et leur fonction, en poutres, poteaux, dalles, voiles, plaques, arcs, coques, etc

### Poinçonnement

Le poinçonnement est provoqué par l'application d'une charge concentrée ou d'une réaction d'appui sur une surface relativement faible, telle qu'une dalle appuyée ou encastrée sur un poteau ou une fondation.

La détermination de la résistance au poinçonnement de la dalle permet de vérifier la nécessité d'armatures de poinçonnement.

### Compression simple

Lorsqu'un poteau, par exemple, n'est soumis, en plus de son poids propre, qu'à une charge  $F$  appliquée au centre de gravité de sa section, il est dit sollicité en compression simple. Ce cas théorique n'est pratiquement jamais réalisé, la force  $F$  résultante étant généralement excentrée par rapport à l'axe du poteau. Le poteau est aussi en général soumis des efforts horizontaux qui provoquent un moment fléchissant.

Traction simple

Ce cas correspond à une pièce soumise à un effort de traction (suspentes, tirants). Le calcul permet de dimensionner les armatures longitudinales nécessaires pour reprendre cet effort que le béton ne serait pas à même de supporter.

Les fondations

Ces éléments sont destinés à transmettre au sol de fondation, les efforts apportés par la structure. Les fondations peuvent être superficielles (semelles isolées ou filantes) ou profondes (fondations sur pieux ou sur barrettes).

Adhérence entre l'acier et le béton

La résistance d'un élément en béton armé et la maîtrise de la fissuration supposent que l'acier ne puisse pas glisser à l'intérieur du béton, c'est-à-dire qu'il y ait adhérence parfaite entre les deux matériaux.

L'adhérence des armatures est fonction de leur forme, de leur surface (les creux améliorent l'adhérence) et de la résistance du béton.

Le fonctionnement du béton armé suppose une « association » entre l'acier et le béton qui met en jeu l'adhérence des armatures au béton. Pour utiliser pleinement des aciers plus performants, il faut donc aussi que leur adhérence soit améliorée.

La technologie BIM

Le BIM est un fichier numérique qui concentre l'ensemble de l'information technique d'un ouvrage.

Ce fichier contient chaque objet composant le bâtiment et ses caractéristiques. Chaque objet est situé relativement à une arborescence spatiale (site, bâtiment, étage, espace). De nombreuses relations entre objets sont décrites telles que les jonctions de murs, percement de murs par ouvertures etc. ....

On parle donc de maquette numérique et non pas virtuelle car on dépasse le stade de simples formes géométriques en intégrant la notion d'objets et donc les informations liées. Cette maquette numérique du projet se construit donc au fur et à mesure du projet, ce qui permet de constater visuellement l'avancement ou les modifications de ce dernier. De plus l'avantage avec le BIM est que toutes modifications apportées sont automatiquement répercutées sur l'ensemble du projet et de ce fait tous les intervenants dans l'élaboration du projet peuvent intervenir simultanément.

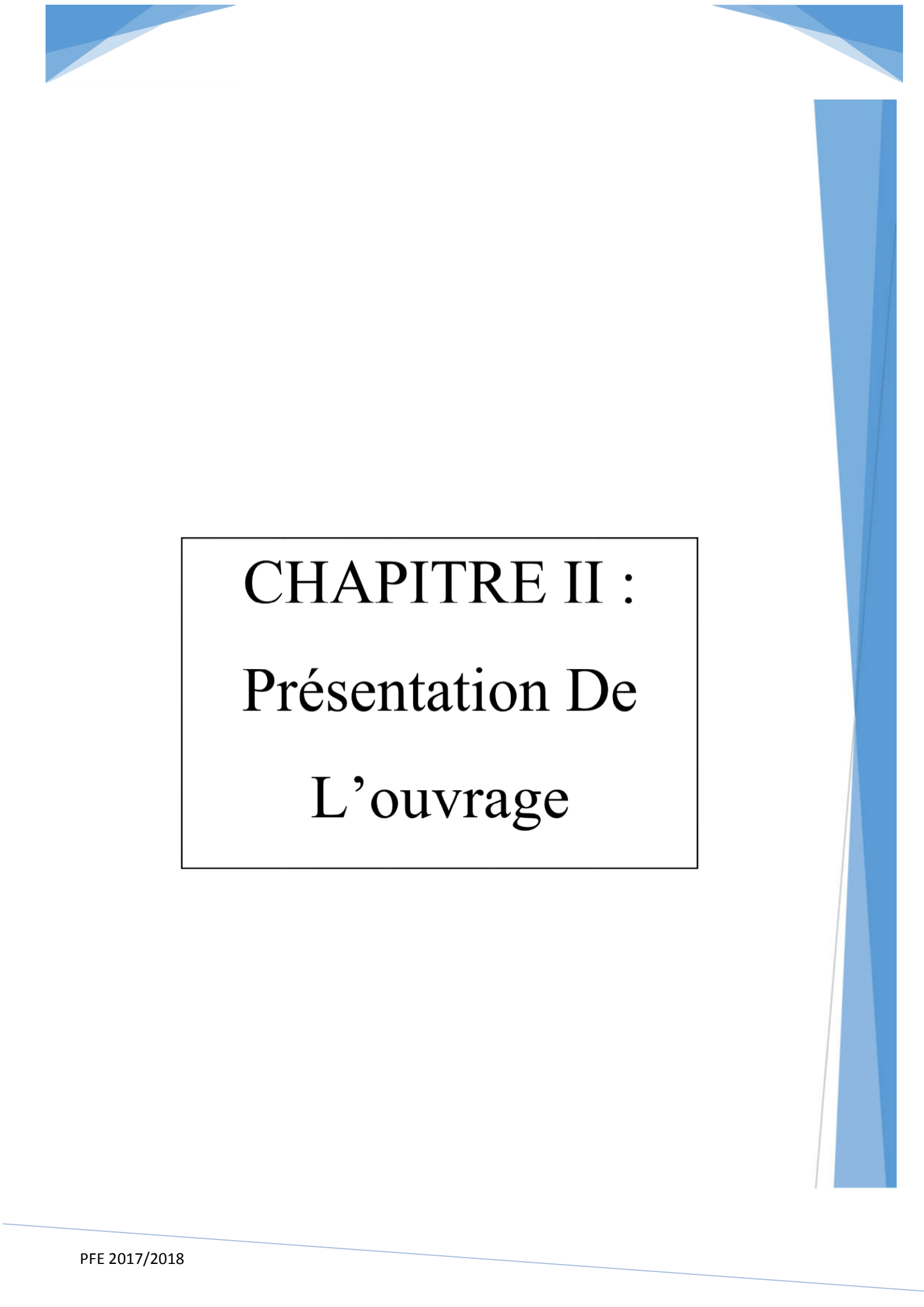
Les avantages du BIM pour la construction de bâtiments

\*La représentation en trois dimensions (3D) : le modèle 3D d'un projet de construction est considéré comme un avantage convaincant pour intégrer la technologie BIM dans le monde de la construction. En effet, les représentations en 3D permettent à l'équipe de conception de :

- Comprendre visualiser et résoudre les problèmes de conception tout au long de l'élaboration du projet
- Prévoir des erreurs de conception ce qui fait qu'il ya moins de changement pendant la construction.
- Réaliser plus rapidement le projet
- Obtenir une productivité accrue par une qualité supérieure
- Réduire les coûts
- Grande amélioration de la communication et de la coordination : La modélisation des

données d'un bâtiment offre des vues et des détails cohérents et coordonnés qu'il est facile de choisir pour la mise en page et l'impression d'un plan. les modèles peuvent être exportés en formats usuels de dessins (comme .dwg ou .dxf) et en tableurs, pour créer des tableaux (pour évaluer les coûts, calculer les quantités de matériaux, etc.) de plus le modèle peut être exporté directement dans le ROBOT (Calcul de structure) ou dans le TEKLA (Armature) pour le calcul de structure. A partir des résultats de ces logiciels, les plans de coffrage et de ferrailage seront générés automatiquement.

Le modèle fournit les informations nécessaires pour le calcul des études CVC (Volume, Surface, Caractéristique thermique des murs, etc.)



# CHAPITRE II : Présentation De L'ouvrage

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur totale de bâtiment),
- Ses éléments constitutifs : éléments structuraux et non structuraux,
- Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage.

## **II.1. Description De L'ouvrage**

Ce projet de fin d'étude consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+7+E/Sol) avec charpente en bois à usage d'habitation et l'entre Sol à usage Commercial. Ce bâtiment sera implanté à la Wilaya de TIZI-OUZOU qui est classée par les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa). Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne ».

### **II.1.1. Description De La Structure**

On propose dans ce rapport de projet de fin d'étude, l'étude complète des éléments structuraux d'un bâtiment à usage mixte (habitation et Commercial).

Le bâtiment est composé de :

- Un Entre-sol utilisé pour des locaux commerciaux.
- Un rez de chaussée à usage d'habitation.
- 7 étages à usage d'habitation.
- Une charpente en bois.
- Une cage d'ascenseur.
- Une cage d'escalier

### **II.1.2. Dimensions Géométriques**

Notre bâtiment a une forme carré. Il se compose de 7 étages.

#### **(a) Dimensions en élévation :**

- hauteur totale (charpente Comprise) est de : 30.32 m.
- hauteur du Entre-sol est de : 3.06 m.
- hauteur du rez de chaussée est de : 3.06 m.
- hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m.

#### **(b) Dimensions en plan :**

- longueur totale au Sol (sens longitudinal) :  $L = 16,90$  m.
- largeur total au sol (sens transversal) :  $l = 16,75$  m.

## **II.2. Les Eléments De L'ouvrage**

### **II.2.1. L'ossature**

D'après le règlement parasismique algérien (RPA99ver.03), notre structure comporte des portiques auto-stables (poteaux-poutres) en béton armé suivant les deux directions, et des voiles de contreventement ainsi que les voiles de la cage d'escalier. Les charges verticales et horizontales seront reprises simultanément par les portiques et les voiles, et cela proportionnellement à leurs rigidités relatives (type 4.a).

### II.2.2. Les Planchers

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux pour les panneaux de forme régulière.
- Plancher en dalle pleine pour les panneaux de forme irrégulière.

### II.2.3. Escaliers

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages. Notre structure comporte d'un escalier marche droit (palier / volée).

### II.2.4. La toiture

Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous :

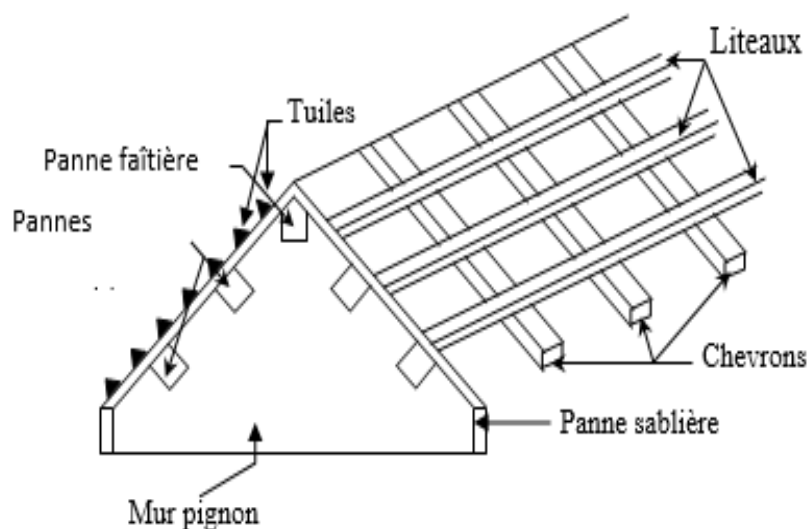


Figure II.1\_Schéma descriptif de la toiture

### II.2.5. Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- *Murs extérieurs* : ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- *Murs intérieurs* : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

## II.3. Réglementations

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

### II.3.1. CLASSIFICATION SELON LE RPA99VER2003

L'ouvrage est implanté dans la wilaya de Tizi Ouzou, selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 ver.2003**) elle est classée comme étant une zone de moyenne sismicité (*Zone*

IIa) Il est classé aussi comme étant un ouvrage courant *d'importance moyenne*, car sa hauteur ne dépasse pas 48 m, (groupe 2).

## II.4. les Propriétés des matériaux

### II.4.1. Béton

#### II.4.1.1. Matériaux constitutifs :

Le béton, est un matériau constitué par un mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans ce dernier des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

a.1) Ciment : Le CPA325 (ciment portland artificiel de classe 325) actuellement appelé CPA 42.5, est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

a.2) Granulats : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

Sable de dimension ( $D_s \leq 5$ ) mm

Graviers de dimension ( $5 \leq D_g \leq 25$ ) mm

a.3) Eau de gâchage : elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

#### II.4.1.2. Formulation du béton:

Pour la préparation d'un béton destiné à la construction on peut utiliser les abaques de **DREUX GORISSE**, et pour les dosages des éléments on prend compte de plusieurs facteurs (la résistance visée, la qualité des matériaux, l'humidité des matériaux pour savoir le dosage en eau, et enfin l'utilisation ou non des adjuvants).

Alors pour la préparation des bétons chaque élément a sa propre influence sur les caractéristiques finales de ce dernier

#### II.4.1.3. Résistance du béton

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, étant donné que sa résistance à la traction est faible, mesurée à "j" jours d'âge.

Résistance à la compression : désignée par  $f_{c28}$  (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm<sup>2</sup>. Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa

Résistance à la traction : La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

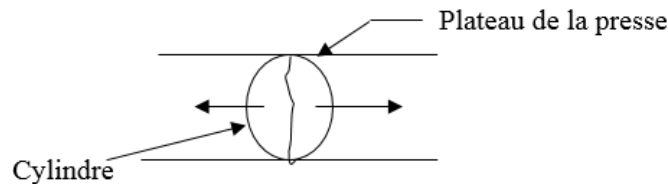


Figure II.2\_Essai Brésilien

3. Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :

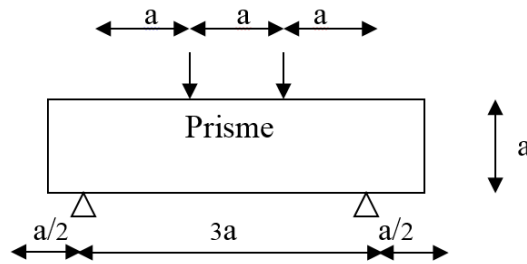


Figure II.3\_Essai de Traction par flexion

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa}) \dots [1]$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  et à la traction  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

#### II.4.1.4. Module de déformation longitudinale du béton

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

##### (a) Module de déformation instantané :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [1]$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$

##### (b) Module de déformation différé :

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [1]$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

#### II.4.1.5. Coefficient de poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

#### II.4.1.6. Contraintes aux états limites

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99) ; on distingue deux états limites.

##### (a) Etat limite ultime « E .L.U »

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée  $f_{bu}$  est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $\gamma_b$  = coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{cas de situations accidentelles.} \end{cases}$$

$f_{c28}$  ∴ Résistance caractéristique du béton a la compression à 28 Jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

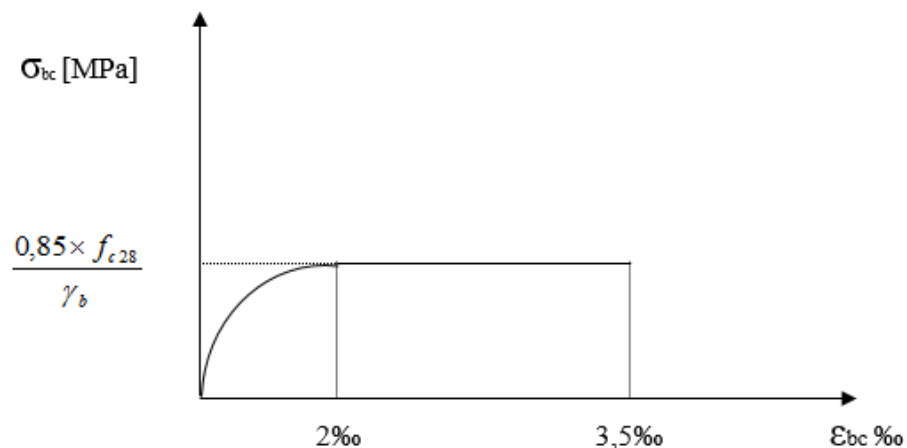


Figure II.4\_Diagramme contraintes-déformations a l'ELU

##### (b) Etat limite de service « E. L. S »

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \text{ (MPa)}$$

Pour  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  on trouve :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

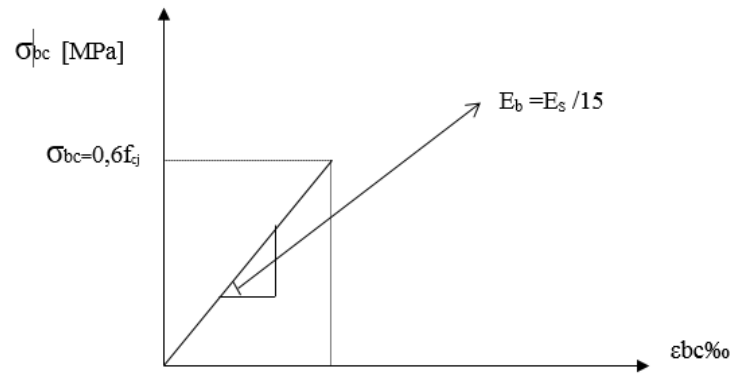


Figure II.5\_Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

## II.4.2. Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- les barres à haute (HA) : nuances FeE400 et FeE500 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52  $\varnothing = 8$  mm pour les dalles.

### II.4.2.1. Limites élastiques

|                 |       |        |                          |
|-----------------|-------|--------|--------------------------|
| Ronds lisse     | FeE22 | —————→ | e = 215 MPa              |
|                 | FeE24 | —————→ | f <sub>e</sub> = 235 MPa |
| Haute adhérence | FeE40 | —————→ | f <sub>e</sub> = 400 MPa |
|                 | FeE50 | —————→ | f <sub>e</sub> = 500 MPa |

### II.4.2.2. Contrainte de calcul

#### (a) E. L. U

$\sigma_s$  = contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée  $\sigma_s$  et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :  $\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

rond lisse (f<sub>e</sub> = 235 MPa)  $\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

haute adhérence (f<sub>e</sub> = 400 MPa)  $\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

#### (b) E. L. S

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma} = \text{Min} \left[ 2/3 f_e ; 150 \eta \right]$  (MPa)
- Pour une fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma} = \text{Min} \left[ 1/2 f_e ; 110 \eta \right]$  (MPa)

AVEC :  $\eta$  = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1.3 & \text{pour les HA} < 6 \text{ mm.} \\ 1.6 & \text{pour les aciers a haut adhérence.} \end{cases}$$

### II.4.2.3. Allongement de rupture

$\varepsilon_s$  = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

### II.4.2.4. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; il sera pris égale à :  $E_s = 2,1 \cdot 10^5$  [MPa]

### II.4.2.5. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

$\sigma_s$  = contrainte de l'acier.

$\gamma_s$  = coefficient de sécurité de l'acier.

$\varepsilon_s$  = allongement relatif de l'acier.

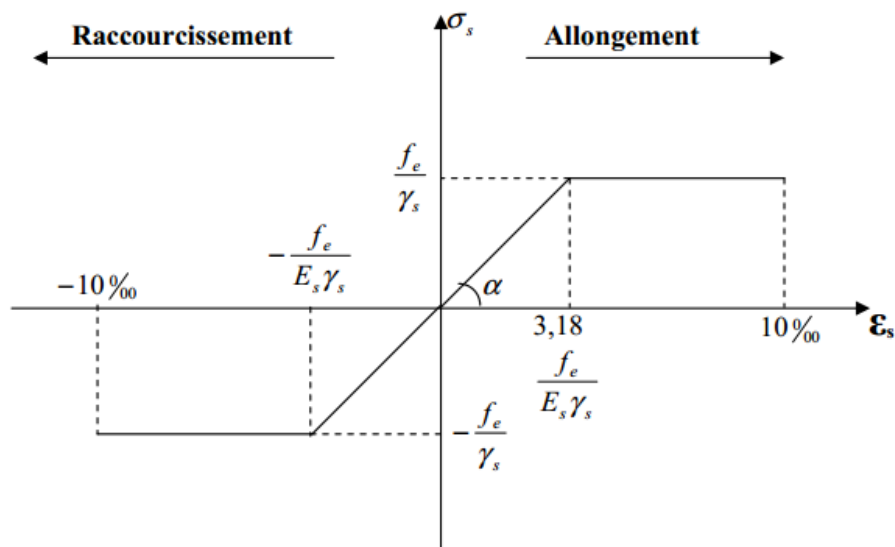
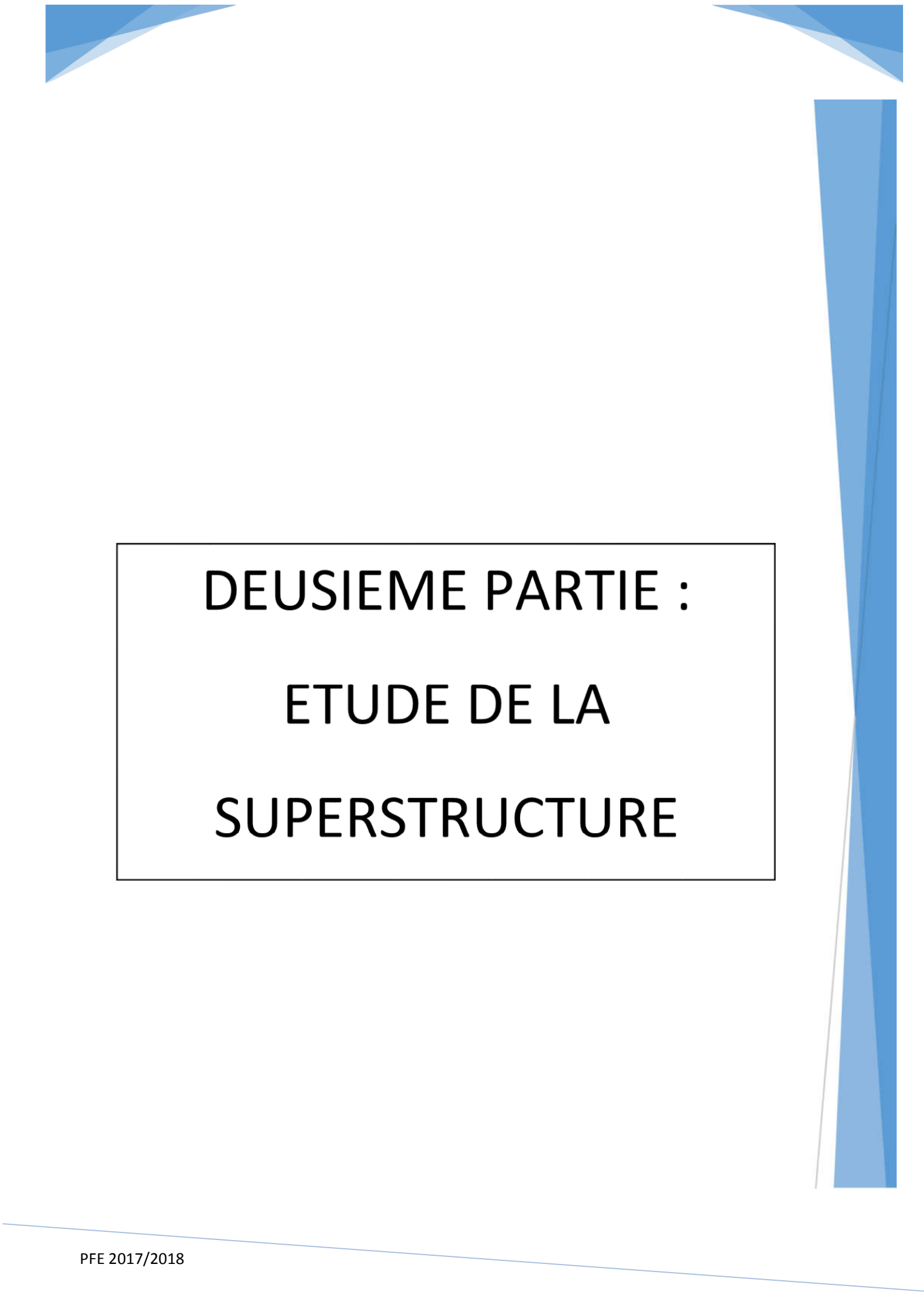


Figure II.6\_Diagramme contrainte-déformation de l'acier a l'ELU



**DEUSIEME PARTIE :**

**ETUDE DE LA**

**SUPERSTRUCTURE**

# CHAPITRE I :

## Predimensionnement Des Eléments

## I.1. Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments il faut passer par leurs pré dimensionnement, a fin d'assurer une bonne résistance de tous les éléments de la structure.

Dans ce chapitre nous allons dimensionne les éléments suivants :

### I.1.1. Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane pour limite les charges et supporte les revêtements et les surcharges.

#### I.1.1.1. Plancher à corps creux :

Il est constitué de corps creux pose sur des poutrelles préfabriquées qui sont posées selon la petite portée, Son rôle est de transmettre les charges aux différents éléments porteur de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupant, il doit être conçu de telle sort a supporté son poids propre et les surcharges d'exploitation.

L'article (B 6-8-4.24 / BAEL 91 modifier 99) a donné sa hauteur sous la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5}$$

Avec :  $L_{max}$  : portée libre max de la poutre (=3.50m)

$H_t$  : épaisseur de la dalle

$$h_t \geq \frac{350}{22.5} = 15.56$$

Dans notre cas on prend  $h_t = 20$  cm

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

### I.1.2. les poutres :

Les poutres sont conçus pour supporte et transmettre les charges ses dimensions sont donnée par les relations suivantes :

$$H_t : \text{hauteur } \frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

$$B : \text{largeur } 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$L$  : la portee libre entre nus d'appuis

#### (a) Les poutres principales :

|                       | hauteur                                       | largeur                       |
|-----------------------|---|-------------------------------|
| Application numérique | $\frac{505}{15} \leq h_t \leq \frac{505}{10}$ | $0.4(40) \leq b \leq 0.7(40)$ |
|                       | $33.67 \leq h_t \leq 50.50$                   | $16 \leq b \leq 28$           |
| Valeur Prise          | <b><math>h_t = 40</math> cm</b>               | <b><math>b = 30</math> cm</b> |

- les vérifications relatives aux exigences de l'RPA (art 7.5.1 du RPA 99/2003)

$$b \geq 25 \text{ cm} \quad 30 \geq 20 \text{ cm} \text{ cette condition est vérifié}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \quad 40 \geq 30 \text{ cm} \text{ cette condition est vérifier}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \quad \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \text{ cette condition est vérifiée}$$

**(b) Les poutres secondaires :**

|                       | hauteur                                      | largeur                               |
|-----------------------|--|---------------------------------------|
| Application numérique | $\frac{350}{15} \leq ht \leq \frac{350}{10}$ | $0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$         |
|                       | $23.33 \leq ht \leq 35$                      | $12 \leq b \leq 21$                   |
| Valeur Prise          | <b><math>ht = 30 \text{ cm}</math></b>       | <b><math>b = 20 \text{ cm}</math></b> |

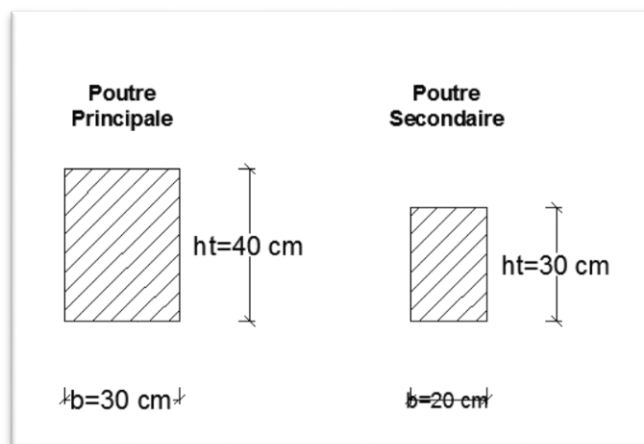
- les vérifications relatives aux exigences de l'RPA (art 7.5.1 du RPA 99/2003)

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 20 \geq 20 \text{ cm} \text{ cette condition est vérifiée}$$

$$ht \geq 30 \text{ cm} \quad 30 \geq 30 \text{ cm} \text{ cette condition est vérifiée}$$

$$\frac{ht}{b} \leq 4 \quad \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \text{ Cette condition est vérifiée}$$

Récapitulatif des Section des Poutre Redimensionnée

**I.1.3. les voiles :**

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

Selon le RPA 99/2003, (Art 7.7.1) ; les voiles de notre structure doivent satisfaire l'énorme suivant  $L \geq 4 a$ .

Avec :  $L$  : portée min des voiles  
 $a$  : épaisseur des voiles

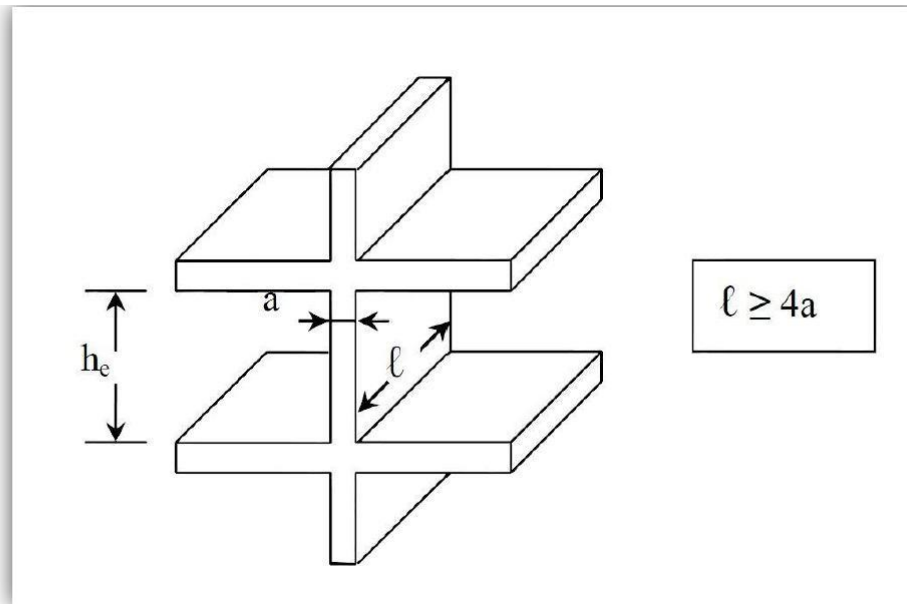


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-1\_Coupe d'un voile en élévation

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des Conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de **15 cm**.

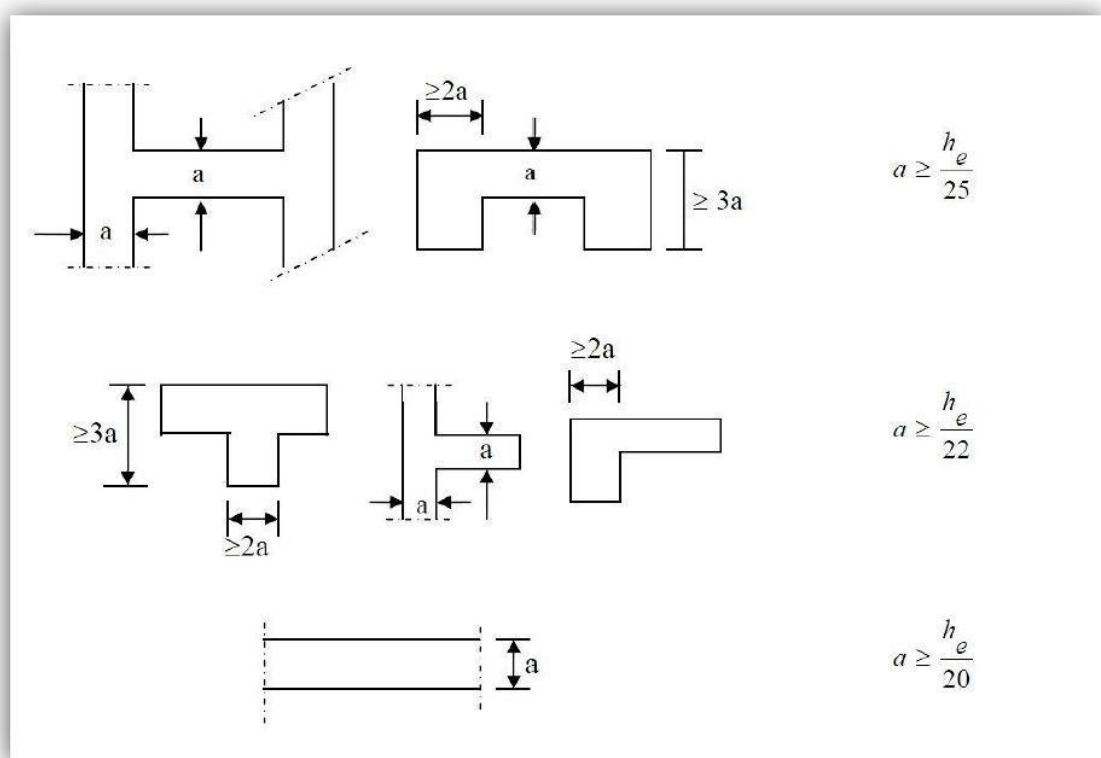


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-2\_Coupe d'un voile  
Pour notre cas :

La hauteur d'étage est égale 286 cm

$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad \rightarrow \quad a \geq \frac{286}{20} = \mathbf{14.3 \text{ cm}}$$

Alors on prend  $a = 15 \text{ cm}$

$$L \geq 4a \quad \rightarrow \quad L \geq 4(15) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

### I.1.4. les poteaux :

Les poteaux seront redimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal  $N_s$ . L'effort  $N_s$  sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003).

- Le RPA nous impose qu'en zone (IIa) la section suivante  $(b_1, h_1) \geq 25$  cm.  
On prévoit une section de (25/25) cm<sup>2</sup>.

#### I.1.4.1. Localisation du poteau le plus sollicité :

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau (B5) est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

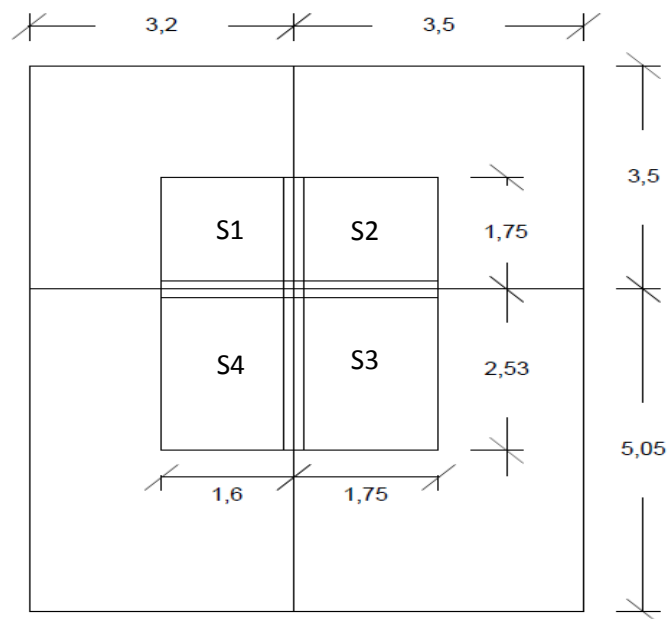


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant

- La surface du plancher courant revenant au poteau :  $S_T = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

$$S_1 = 2.8 \text{ m}^2 \quad S_2 = 3.062 \text{ m}^2 \quad S_3 = 4.427 \text{ m}^2 \quad S_4 = 4.04 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_T = 14.32 \text{ m}^2$$

- La surface horizontale de la toiture revenant au Poteau :

Calcul de  $\beta$  :

$$\text{Tg } \beta = \frac{0.95}{3.06} = 0.3145$$

$$\beta = 17.46^\circ$$

Calcul de  $x$  :

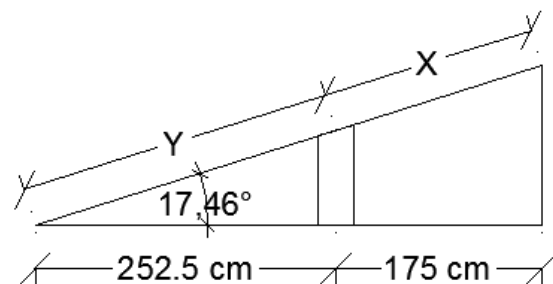
$$X = \frac{350/2}{\cos \beta} = \frac{175}{\cos 17.46}$$

$$\Rightarrow X = 183.452 \text{ cm}$$

Calcul de  $y$  :

$$Y = \frac{505/2}{\cos \beta} = \frac{252.5}{\cos 17.46}$$

$$\Rightarrow Y = 264.695 \text{ cm}$$



Coupe Verticale de la charpente

- La surface de la toiture inclinée  $S_t$  :

$$S_t = 1.83 \times (3.5/2 + 3.2/2) + 2.64 (3.5/2 + 3.2/2) \quad \Rightarrow \quad S_t = 14.97 \text{ m}^2$$

### I.1.4.2. Les charges permanentes :

#### (a) Toiture

L'inclinaison de la toiture est :  $\beta = 17,46^\circ$

| N°                        | Elément   | Application Numérique            | Pds surfacique [KN/m <sup>2</sup> ] |
|---------------------------|---|----------------------------------|-------------------------------------|
| 1                         | Tuiles mécaniques à emboitement (liteaux compris) | $\frac{0.45}{\cos(17.46^\circ)}$ | 0,47                                |
| 2                         | Chevrans et pannes                                | $\frac{0.10}{\cos(17.46^\circ)}$ | 0,11                                |
| 3                         | Mur pignon (cloison)                              | $9 * 0.10$                       | 0,90                                |
| Pds de la Charpente Total |   |                                  | 1,48                                |

#### (b) Plancher étage courant :

| N°                               | Elément                     | Epaisseur [m] | Pds Volumique [KN/m <sup>3</sup> ] | Pds surfacique [KN/m <sup>2</sup> ] |
|----------------------------------|-----------------------------|---------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| 1                                | Carrelage Scellé            | 0,02          | 22                                 | 0,44                                |
| 2                                | Mortier de Pose             | 0,02          | 22                                 | 0,44                                |
| 3                                | Lit de Sable                | 0,02          | 18                                 | 0,36                                |
| 4                                | Plancher Corps Creux        | 0,20          | 14                                 | 2,80                                |
| 5                                | Enduit Plâtre               | 0,02          | 10                                 | 0,20                                |
| 6                                | Cloisons Intérieurs+ Enduit | /             | /                                  | 1,10                                |
| Pds Plancher Etage Courant Total |                             |               |                                    | 5,34                                |

#### (c) Les murs :

##### (i) Murs extérieurs :

| N°                        | Elément           | Epaisseur [m] | Pds Volumique [KN/m <sup>3</sup> ] | Pds surfacique [KN/m <sup>2</sup> ] |
|---------------------------|-------------------|---------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| 1                         | Mortier de ciment | 0,02          | 18                                 | 0,36                                |
| 2                         | Brique Creuse     | 0,10          | 9                                  | 0,90                                |
| 3                         | Ame d'aire        | 0,10          | /                                  | /                                   |
| 4                         | Brique Creuse     | 0,10          | 9                                  | 0,90                                |
| 5                         | Enduit Plâtre     | 0,02          | 10                                 | 0,20                                |
| Pds Murs Extérieurs Total |                   |               |                                    | 2,36                                |

## (ii) Murs intérieurs :

| N°                              | Élément       | Épaisseur [m] | Pds Volumique [KN/m <sup>3</sup> ] | Pds surfacique [KN/m <sup>2</sup> ] |
|---------------------------------|---------------|---------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| 1                               | Enduit Plâtre | 0,02          | 10                                 | 0,20                                |
| 2                               | Brique Creuse | 0,10          | 9                                  | 0,90                                |
| 3                               | Enduit Plâtre | 0,02          | 10                                 | 0,20                                |
| <b>Pds Murs Intérieur Total</b> |               |               |                                    | <b>1,30</b>                         |

## (d) Poids des poutres :

| Élément                        | b [m] | ht [m] | Porter [m] | Pds Volumique [KN/m <sup>3</sup> ] | Poids [KN]   |
|--------------------------------|-------|--------|------------|------------------------------------|--------------|
| Poutre Principale              | 0,30  | 0,40   | 5,05       | 25,00                              | 15,15        |
| Poutre Secondaire              | 0,25  | 0,30   | 3,50       | 25,00                              | 6,56         |
| <b>Poids total des poutres</b> |       |        |            |                                    | <b>21,71</b> |

Les surcharges d'exploitations :

- Plancher toiture ..... Q = 1.00 KN/m<sup>2</sup>.
- Plancher étage courant..... Q = 1.50 KN/m<sup>2</sup>.

**I.1.5. Loi de dégression des surcharges :**

Les règles du BAEL 91-99 nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers.

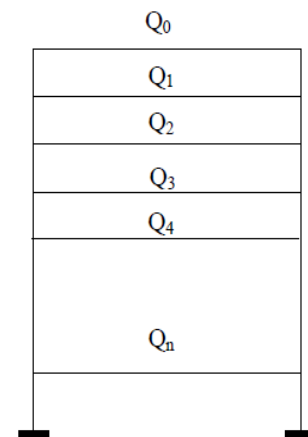
$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n) \quad \text{pour } n \geq 5$$



Coefficients de dégression de surcharges :

| Niveau | Charpente | 7 | 6    | 5   | 4    | 3   | 2    | 1     | RDC   | E Sol |
|--------|-----------|---|------|-----|------|-----|------|-------|-------|-------|
| Coef   | 1         | 1 | 0.95 | 0.9 | 0.85 | 0.8 | 0.75 | 0.714 | 0.687 | 0.66  |

La descente de charges est effectuée pour un poteau le plus sollicité en fonction de sa surface d'influence

La section du poteau est choisie selon la formule suivante :  $\sigma = \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec :

N : effort normal.

S : section de poteau.

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite admissible du poteau à la compression ( $b s = 15\text{Mpa}$ )

On fait la descente de charges à l'ELS avec la combinaison  $N = G + Q$  Et on prend :  $S \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{bc}}$

$$10\text{ème} = Q_0$$

$$9\text{ème} = Q_0 + Q_1$$

$$8\text{ème} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$7\text{ème} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$6\text{ème} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$5\text{ème} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$4\text{ème} = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$3\text{ème} = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$2\text{ème} = Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$1\text{ère} = Q_0 + 0,66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$$

- application numérique :

$$10\text{ème} = 14,97 \times 1 = 15,12 \text{ [KN]}$$

$$9\text{ème} = 14,97 + (14,32 \times 1,5) = 36,45 \text{ [KN]}$$

$$8\text{ème} = 14,97 + 0,95 (2 \times 21,48) = 55,782 \text{ [KN]}$$

$$7\text{ème} = 14,97 + 0,90 (3 \times 21,48) = 72,966 \text{ [KN]}$$

$$6\text{ème} = 14,97 + 0,85 (4 \times 21,48) = 88,002 \text{ [KN]}$$

$$5\text{ème} = 14,97 + 0,80 (5 \times 21,48) = 100,89 \text{ [KN]}$$

$$4\text{ème} = 14,97 + 0,75 (6 \times 21,48) = 111,63 \text{ [KN]}$$

$$3\text{ème} = 14,97 + 0,714 (7 \times 21,48) = 122,327 \text{ [KN]}$$

$$2\text{ème} = 14,97 + 0,687 (8 \times 21,48) = 133,0241 \text{ [KN]}$$

$$1\text{ème} = 14,97 + 0,66 (9 \times 21,48) = 142,561 \text{ [KN]}$$

#### 5-4 dimensionnement des poteaux :

| Etage     | N  | Plancher | poutre | Poteau | GT      | GC       | Q       | QC        | N=GC+Q   | S troue  | Dimension Poteau |
|-----------|----|----------|--------|--------|---------|----------|---------|-----------|----------|----------|------------------|
| Charpente | 10 | 22,141   | 21,71  | 4,344  | 48,194  | 48,19438 | 14,970  | 14,97     | 63,164   | 42,110   | 30x30            |
| R+7       | 9  | 76,469   | 21,71  | 4,781  | 102,960 | 151,154  | 36,450  | 51,42     | 202,574  | 135,050  | 30x30            |
| R+6       | 8  | 76,469   | 21,71  | 4,781  | 102,960 | 254,114  | 55,782  | 107,202   | 361,316  | 240,878  | 30x30            |
| R+5       | 7  | 76,469   | 21,71  | 4,781  | 102,960 | 357,075  | 72,966  | 180,168   | 537,243  | 358,162  | 30x30            |
| R+4       | 6  | 76,469   | 21,71  | 4,781  | 102,960 | 460,035  | 88,002  | 268,17    | 728,205  | 485,470  | 35x35            |
| R+3       | 5  | 76,469   | 21,71  | 4,781  | 102,960 | 562,995  | 100,890 | 369,06    | 932,055  | 621,370  | 35x35            |
| R+2       | 4  | 76,469   | 21,71  | 4,781  | 102,960 | 665,955  | 111,630 | 480,69    | 1146,645 | 764,430  | 35x35            |
| R+1       | 3  | 76,469   | 21,71  | 4,781  | 102,960 | 768,915  | 122,327 | 603,01704 | 1371,932 | 914,621  | 40x40            |
| RDC       | 2  | 76,469   | 21,71  | 4,781  | 102,960 | 871,875  | 133,024 | 736,04112 | 1607,916 | 1071,944 | 40x40            |
| E/Sol     | 1  | 76,469   | 21,71  | 4,781  | 102,960 | 974,835  | 142,561 | 878,60232 | 1853,437 | 1235,625 | 40x40            |

Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-4\_ Calcule de la section des Poteaux

- **Vérification des sections selon RPA 99 Version 2003 (Art 74-1) :**

Ces vérifications sont montrées ci- dessous :

$$- \text{Min} (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm. Dans la zone IIa.}$$

$$- \text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{he}{20}$$

$$- \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$$

- (40x40) pour E/Sol, le RDC et 1ere Etage.
- (35x35) pour le (2 ; 3 ; 4) ème étage.
- (30x30) pour le (5 ; 6 ; 7) ème étage et la charpente.

### I.1.6. Vérification au flambement :

Les éléments structuraux tels que les poteaux, sont soumis à des efforts de compression très importants alors ils risquent de subir des déformations dues au flambement.

Afin d'éviter ce phénomène on doit limiter l'élançement  $\lambda$  des poteaux par la formule suivante :

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

$\lambda$  : Elancement des poteaux suivants

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0.707 l_0$ )

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

$l_0$  : hauteur libre du poteau

$A_p$  : section transversal du poteau (bxh).

$I$  : Moment d'inertie ( $I = bh^3/12$ ).

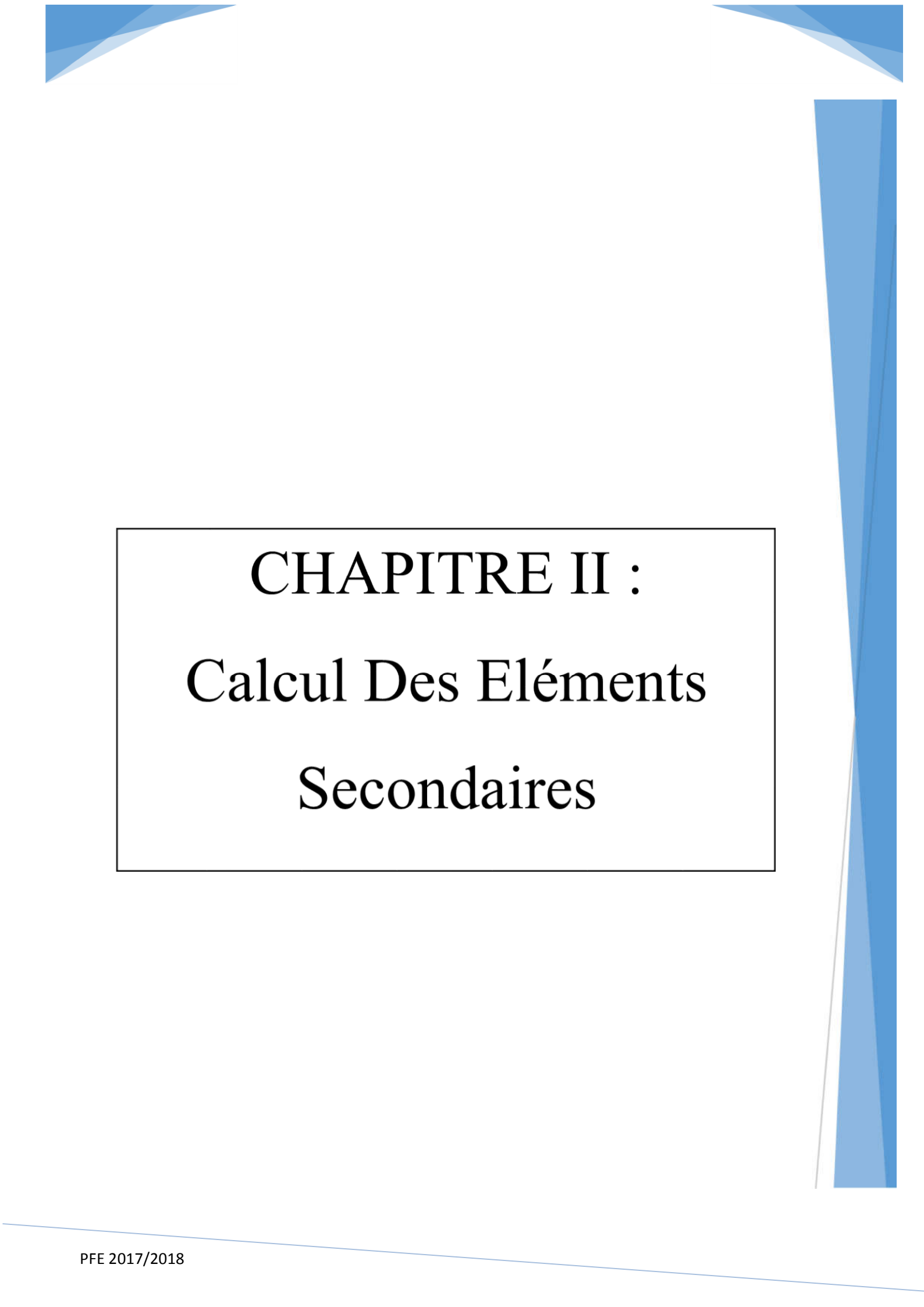
- **Pour les poteaux (30x30) :**

$$l_f = 0.707 \times h = 2.163 \text{ m}$$

$$I = \sqrt{\frac{\frac{30^4}{12}}{30 \times 30}} = 8.66 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{216.3}{8.66} = 24.97 \leq 50$$

Pas de risque de flambement pour les poteaux de Section 30x30, donc même les poteaux 35x35 et 40x40 n'ont pas de risque de flambement car 30x30 c'est le cas le plus défavorable.



# CHAPITRE II :

## Calcul Des Eléments Secondaires

## II.1. Etude du Plancher

Le plancher rencontré dans notre bâtiment dans le rôle de supporter son poids propre, les charges permanents et les surcharges d'exploitation pour les transmettre aux éléments porteurs, et d'autres parts ils doivent isolée les différents étages du point de vue acoustique et thermique. Dans notre bâtiment, on' à adopter un plancher en corps creux.

- **Plancher en corps creux :**

### II.1.1. Calcul de la dalle en compression :

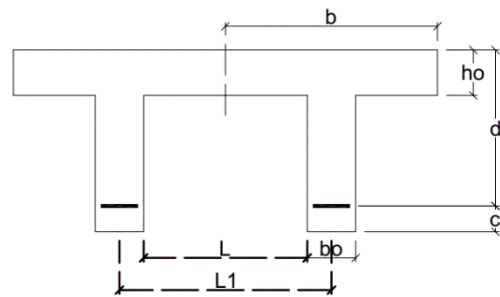
La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520).

La poutrelle est calculée comme une poutre en T donc, il est nécessaire de définir la largeur efficace de la table de compression.

Cette largeur définit la dimension  $b$  de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur  $b_1$  de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchiée est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$\begin{cases} b_1 \leq L/2 \dots \dots (1) \\ b_1 \leq L_1/10 \dots \dots (2) \\ b_1 \leq 2/3 X \dots \dots (3) \end{cases}$$



Avec :

$L$  : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

$L_1$ : portée libre de la poutrelle

$X$  : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche

$b_0$  : largeur de la nervure

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression (  $h_0 = 4 \text{ cm}$  )

$d$  : hauteur utile  $d = 18 \text{ cm}$

$c$  : enrobage  $C = 2 \text{ cm}$

Donc : (1)  $\Rightarrow b_1 \leq (65 - 12)/ 2 = 26,5 \text{ cm}$

(2)  $\Rightarrow b_1 \leq 475/ 10 = 47.5 \text{ cm}$

(3)  $\Rightarrow b_1 \leq 2 / 3 (505/2) = 168.33 \text{ cm}$

D' où :  $b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$

### II.1.2. Calcul de la poutrelle :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ; leur calcul est associé à celui d'une poutre semi encastrée aux poutres de rives. Le calcul se fait en deux étapes :

#### II.1.2.1. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

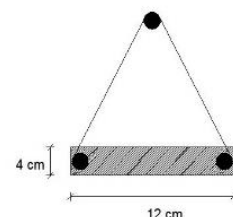


Figure II.1\_Poutrelle

**(a) Chargement :**

Poids propre de la poutrelle .....  $G = 0,04 \cdot 0,12 \cdot 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids des corps creux .....  $G' = 0,95 \cdot 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Poids de la main d'œuvre.....  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

**(b) Ferrailage à l'ELU :**

La combinaison de charge à considérer a (ELU) :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 (1) = 2,49 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée : avec  $L=L_{\max} = 3,5 \text{ m}$

$$M_t = q_u \cdot L^2 / 8 = 2,49 (3,50)^2 / 8 = 3,81 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad M_t = 3,81 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$T = q_u \cdot L / 2 = 2,49 (3,50) / 2 = 4,35 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \quad T = 4,35 \text{ KN/ml}$$

**(c) Calcul des armatures**

La poutrelle travaille en flexion simple, et les dimensions sont :

$h = 4 \text{ cm}$  ;  $b = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 4,5 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{3,81 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 14,2} = 1,72 > \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section doublement armée (SDA)}$$

**(d) Conclusion :**

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression. Pour placer les armatures de compression on prévoit donc un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

**II.1.2.2. Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression en considère notre poutrelle continue de section en T, avec une inertie constante; reposant sur six appuis, les appuis de rives seront considérés comme des semi encastres, et les autres comme des appuis simples. La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge  $q_u$ .

Le Chargement :

- poids du plancher :  $G = 5,34 \times 0,65 = 3,471 \text{ KN/ml}$

- surcharge d'exploitation :  $Q = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

La combinaison de charge :

- ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,148 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \quad q_u = 6,148 \text{ KN/ml}$

- ELS :  $q_s = G + Q = 4,446 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \quad q_s = 4,446 \text{ KN/ml}$

**Choix de la méthode de calcul :** (Méthode forfaitaire)

**(a) Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Condition d'application : (B.6.2.2.10 BAEL91/99)

1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à  $5 \text{ kN/m}^2$ .

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$$

$$Q = 0,975 \text{ kN/m}^2 < 2G = 6,942 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées. ⇒ **Condition vérifiée**

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$L_i/L_{i+1} = 3,5/3,2 = 1,09$$

$$L_i/L_{i+1} = 3,2/3 = 1,06$$

$$L_i/L_{i+1} = 3/3,2 = 0,93$$

$$L_i/L_{i+1} = 3,2/3,5 = 0,91$$

➡ **Condition Vérifiée**

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.

#### Conclusion :

les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable

#### (b) Principe de la méthode (BAEL91 modifié 99 J.P Mougins art 3III4)

Elle 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 mêmes charges que la travée considérée.

#### (c) Exposé de la méthode

- Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison  $M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$  dont 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.

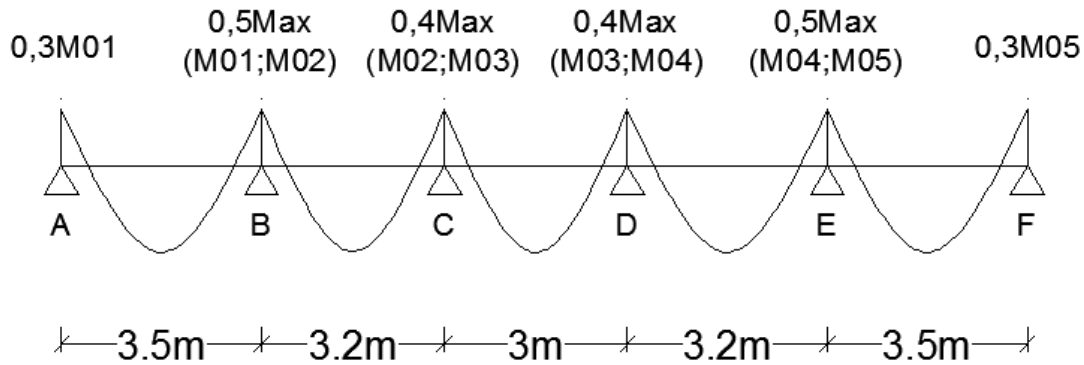
Les valeurs  $M_w$ ,  $M_e$ ,  $M_t$ , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \text{Max}\{1,05; (1 + 0,3\alpha)\} M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ Pour une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ Pour une travée de rive} \end{array} \right.$$

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

- 0,6  $M_0$  pour une poutre à deux travées.
- 0,5  $M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0,4  $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de  $M_a = 0,3 M_0$ .

## (i) étude de Cinque (05) travée

1er. Calcul du rapport des charges  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0,975}{0,975 + 3,81} = 0,203$$

## 2e. Calcul des moments statiques :

$$M_{01} = M_{05} = \frac{6,148x(3,5)^2}{8} \Rightarrow M_{01} = M_{05} = 9,414 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{6,148x(3,2)^2}{8} \Rightarrow M_{02} = M_{04} = 7,869 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{6,148x(3)^2}{8} \Rightarrow M_{03} = 6,916 \text{ KN.m}$$

## 3e. Calcul des moments fléchissant en appuis :

$$M_A = M_F = 0,3 M_{01} = 2,824 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 0,5 \text{ Max}(M_{01}; M_{02}) = 3,934 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = 0,4 \text{ Max}(M_{02}; M_{03}) = 2,766 \text{ KN.m}$$

## 4e. Calcul des moments fléchissant en travées :

Sachant :  $1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3(0,203) = 1,06$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1+0,3(0,203)}{2} = 0,530$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = \frac{1,2+0,3(0,203)}{2} = 0,630$$

Étude de la travée AB et EF (de rives) :

$$1) M_{tAB} \geq \text{Max}\{1,05; 1,06\}M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 1,06(9,70) - \frac{2,824 + 3,934}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 6,930 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{tAB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t \geq 0,630(9,414)$$

$$M_{tAB} \geq 5,903 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tAB} = M_{tEF} = 6,930 \text{ KN.m}$

Étude de la travée BC et DE (Intermédiaires) :

$$1) M_{tBC} \geq \text{Max}\{1,05; 1,06\}M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 1,06(7,869) - \frac{3,934 + 2,766}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 4,99 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{tBC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{tBC} \geq 0.53(7.869)$$

$$M_{tBC} \geq 4.17 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tBC} = M_{tDE} = 4.99 \text{ KN.m}$

**Étude de la travée CD (Intermédiaires) :**

$$1) M_{tCD} \geq \text{Max}\{1,05 ; 1,06\}M_{03} - \frac{M_C+M_D}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 1.06(6.916) - \frac{2.766+2.766}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 4.564 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{tCD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03}$$

$$M_{tCD} \geq 0.53(6.916)$$

$$M_{tCD} \geq 3.665 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tCD} = 4.564 \text{ KN.m}$

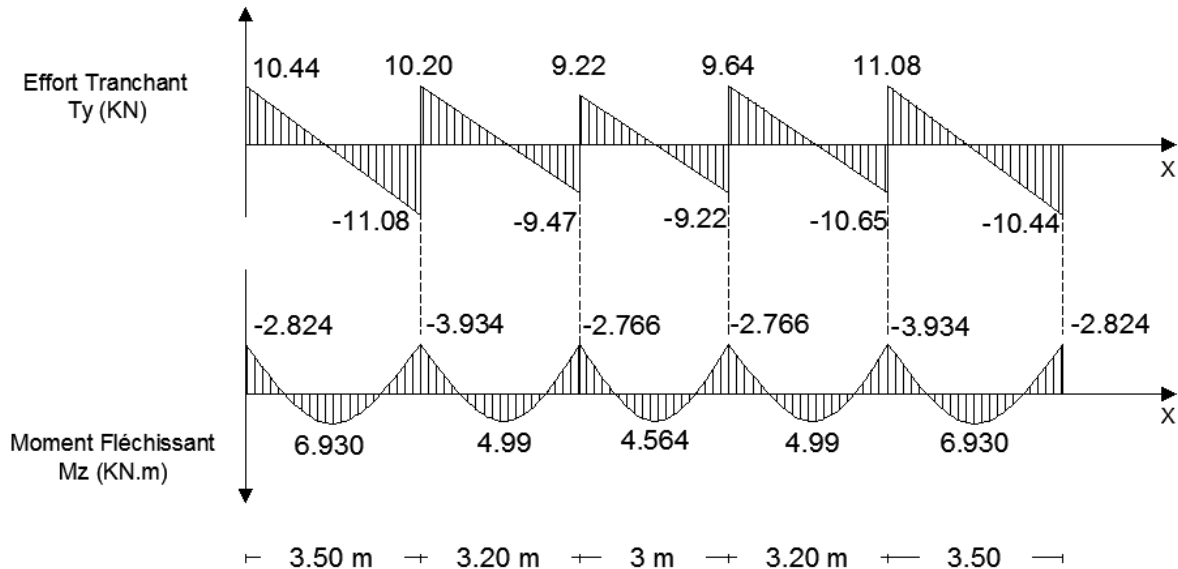


Figure II.2\_Diagramme des efforts interne a l'ELU

**5e. Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_w - M_e}{L} \quad \text{Avec} \quad \theta(x) = \frac{q_u \times L}{2}$$

Avec : Tw : Effort tranchant à gauche de l'appui.

Te : Effort tranchant à droite de l'appui.

**Calcul travée AB :**

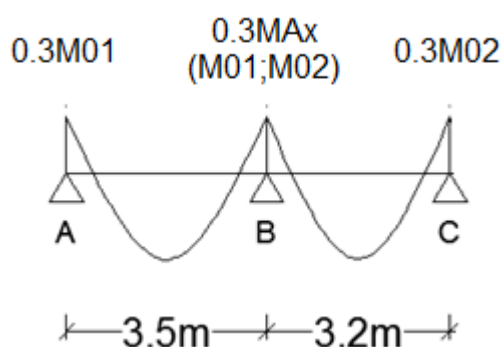
$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6.34 \times 3.5}{2} + \frac{(-3.934) - (-2.824)}{3.5} \Rightarrow T_A = 10.44 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{6.34 \times 3.5}{2} + \frac{(-3.934) - (-2.824)}{3.5} \Rightarrow T_B = -11.08 \text{ KN}$$

Le Tableau ci-dessus récapitule l'effort tranchant pour les différents appuis :

| Travée       | A-B    | B-C   | C-D   | D-E    | E-F    |
|--------------|--------|-------|-------|--------|--------|
| longueur [L] | 3,5    | 3,2   | 3     | 3,2    | 3,5    |
| Mw [KN.m]    | 2,824  | 3,934 | 2,766 | 2,766  | 3,934  |
| Me [KN.m]    | 3,934  | 2,766 | 2,766 | 3,934  | 2,824  |
| Tw [KN]      | 10,44  | 10,20 | 9,22  | 9,47   | 11,08  |
| Te [KN]      | -11,08 | -9,47 | -9,22 | -10,20 | -10,44 |

### (ii) Étude de deux (02) travée



#### 1er. Calcul des moments statiques :

$$M_{01} = \frac{6.148 \times (3.5)^2}{8} \rightarrow M_{01} = 9.414 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{6.148 \times (3.2)^2}{8} \rightarrow M_{02} = 7.869 \text{ KN.m}$$

#### 2e. Calcul des moments fléchissant sur appuis :

$$M_A = 0,3 M_{01} = 2,824 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \text{ Max} (M_{01}; M_{02}) = 5.648 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 M_{02} = 2.36 \text{ KN.m}$$

#### 3e. Calcul des moments fléchissant sur en travées :

Sachant :

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3(0,203) = 1,06$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1+0,3(0,203)}{2} = 0,530 \qquad \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = \frac{1,2+0,3(0,203)}{2} = 0,630$$

#### Étude de la travée AB (de rives) :

$$1) M_{tAB} \geq \text{Max}\{1,05 ; 1,06\} M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 9.978 - \frac{2.824 + 5.648}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 5.742 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{tAB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t \geq 0,630(9.414)$$

$$M_{tAB} \geq 5,93 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tAB} = 5,930 \text{ KN.m}$

**Étude de la travée BC (de rives) :**

$$1) M_{tBC} \geq \text{Max}\{1,05 ; 1,06\}M_{02} - \frac{M_B+M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 1.06(7.869) - \frac{5.648+2.36}{2} \quad \mathbf{M_{tBC} \geq 4.336 \text{ KN.m}}$$

$$2) M_{tBC} \geq \frac{1.2+0,3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{tBC} \geq 0.63 (7.869) \quad \mathbf{M_{tBC} \geq 4.95 \text{ KN.m}}$$

On prend  $\mathbf{M_{tBC} = 4.95 \text{ KN.m}}$

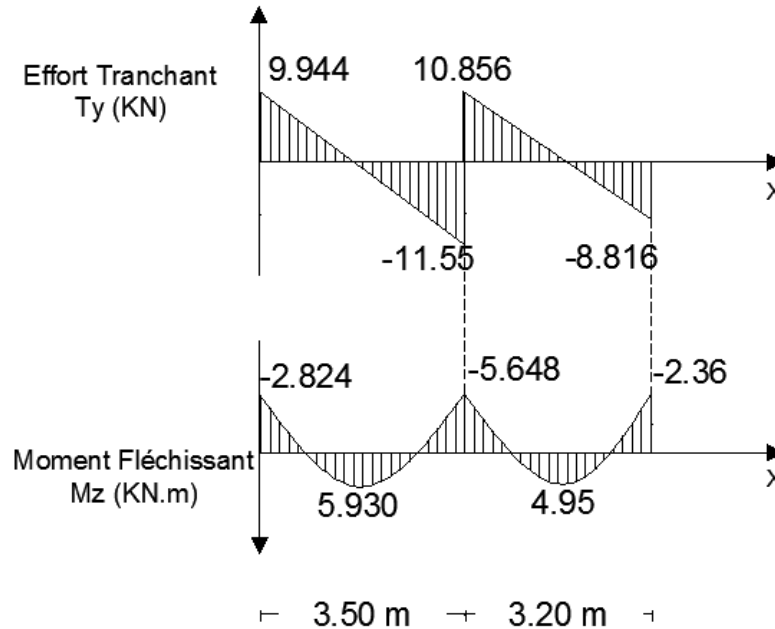


Figure II.3\_Diagramme des efforts internes à l'ELU

**4e. Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_w - M_e}{L} \quad \text{Avec} \quad \theta(x) = \frac{q_u \times L}{2}$$

Avec : Tw : Effort tranchant à gauche de l'appui.

Te : Effort tranchant à droite de l'appui.

**Calcul travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6.148 \times 3.5}{2} + \frac{(-5.648) - (-2.824)}{3.5} \quad \mathbf{T_A = 9.944 \text{ KN}}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{6.148 \times 3.5}{2} + \frac{(-5.648) - (-2.824)}{3.5} \quad \mathbf{T_A = -11.55 \text{ KN}}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{6.148 \times 3.2}{2} + \frac{(-2.36) - (-5.648)}{3.2} \quad \mathbf{T_A = 10.856 \text{ KN}}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{6.148 \times 3.5}{2} + \frac{(-2.36) - (-5.648)}{3.2} \quad \mathbf{T_A = -8.816 \text{ KN}}$$

Le Tableau ci-dessus récapitule l'effort tranchant pour les différents appuis :

| Travée       | A-B    | B-C    |
|--------------|--------|--------|
| longueur [L] | 3,5    | 3,2    |
| Mw [KN.m]    | 2.824  | 5.648  |
| Me [KN.m]    | 5.648  | 2.36   |
| Tw [KN]      | 9.944  | 10.856 |
| Te [KN]      | -11.55 | -8.816 |

**Conclusion** : Après le calcul on a déduit que le cas le plus défavorable est dans le premier cas pour la travée et dans le deuxième cas pour les appuis.

**(d) Ferrailage a l'ELU :**

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum  $M_t = 6.930$  KN.m et le même ferrailage aux appuis avec  $M_a = 3.934$  KN.m.

**(i) Armatures longitudinale :**

• **en travée :**

$$M_0 = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 (d - 0.5h_0)$$

$$= 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04 [0.19 - (0.5 \times 0.04)] = 369.2 [0.19 - 0.02]$$

$$M_0 = 62.76 \text{ KN.m}$$

$M_0 \geq M_t$  alors l'axe neutre tombe dans la table de compression, et comme la traction dans le béton est négligeable, on fait le calcul pour une section rectangulaire de (20x65) soumise à un moment  $M_t = 8.26$  KN.m

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.93}{0.65 \times 0.19^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0207 \quad \beta = 0.990$$

$$\mu_b = 0.02 \leq \mu_l = 0.392 \quad \text{Section Simplement armée (S.S.A)}$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.93}{0.990 \times 19 \times 347.8} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit en prend } A_t = 2 \text{ HA } 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

• **aux appuis :**

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.648}{0.990 \times 19 \times 347.8} = 0.863 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit en prend } A_a = 1 \text{ HA } 10 + 1 \text{ HA } 8 = 1.28 \text{ cm}^2$$

**(ii) Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi^{max}, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{20}{35} ; 1 ; \frac{12}{10} \right) = 0.571 \quad \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Pour les armatures transversales on prend un cadre de 2T6

**(iii) Espacement d'armature : BAEL (A, 5, 1, BAEL91/99) :**

$$S_t < \min ( 0.9 d ; 40 ) \text{ cm}$$

$$S_t < \min ( 0.9 \times 19 ; 40 ) \text{ cm} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

**(e) vérifications à l'ELU :**

**(i) condition de ferrailage :**

**Aux appuis :**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 19 \times \frac{2.1}{400} \quad A_{min} = 0.275 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.28 > 0.275 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**En travée :**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 19 \times \frac{2.1}{400} \quad A_{min} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.57 > 1.49 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**(ii) Vérification de la contrainte tangentielle (A.5.211 BAEL 91/99)**

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{11.08 \cdot 10^3}{120 \times 190} = 0.485 \text{ MPa}$$

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

0.485 < 3.33 ..... condition vérifiée (fissuration préjudiciable)

**(iii) Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \min \left( \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i} \right) \quad \text{Avec } : \sum U_i : \text{ la somme des perimetres des barres}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.08 \times 10^3}{0.9 \times 190 \times (2 \times 10 \times 3.14)} = 1.03 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_0 f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**(iv) Influence de l'effort tranchant sur le béton (A.5.1. 313 BAEL 91/99)**

$$T_{u \max} \leq 0.4 b_0 a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } a = 0.9 d$$

$$T_{u \max} \leq 0.4 b_0 a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad T_{u \max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.19 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5}$$

$$T_{u \max} = 11.08 < 136.8 \dots\dots \text{condition vérifiée pour les appuis intermédiaires.}$$

$$T_{u \max} = 10.44 < 136.8 \dots\dots \text{condition vérifiée pour les appuis de rives.}$$

**(v) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_{u \max} + \frac{M^{\max}}{0.9 d} \right)$$

**Appuis de rives :**

$$A = 0.780 \geq \frac{1.15}{40} \left( 10.44 + \frac{2.824}{0.9 \times 0.19} \right)$$

$$A = 1.28 \geq 0.770 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Appuis intermédiaires :**

$$A = 1.57 \geq \frac{1.15}{40} \left( 11.08 + \frac{3.934}{0.9 \times 0.19} \right)$$

$$A = 1.57 \geq 0.979 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**(vi) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :**

$$\sigma_{bc}^{\max} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 1.3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 21.66 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc}^{\max} = \frac{T_{u \max}}{a b_0} = \frac{11.08 \times 10^3}{171 \times 120} = 0.539 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} \gg \sigma_{bc}^{\max} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**(vii) Ancrage des barres : (A. 5. 1. 322 BAEL 91/99) :**

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec: } l_s : \text{ longueur de scellement droit}$$

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

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad l_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm}$$

**(f) Vérification a l'ELS**

Chargement à l'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 0.65$$

$$q_s = 3.471 + 0.975 = 4.446 \frac{KN}{ml}$$

| Travée       | A-B   | B-C   | C-D   | D-E   | E-F   |
|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| longueur [L] | 3,5   | 3,2   | 3     | 3,2   | 3,5   |
| Mw [KN.m]    | 2,04  | 3,4   | 2,279 | 2,766 | 3,4   |
| Me [KN.m]    | 3,4   | 2,279 | 2,766 | 3,4   | 2,04  |
| Tw [KN]      | 7,39  | 7,46  | 6,51  | 6,92  | 8,17  |
| Te [KN]      | -8,17 | -6,76 | -6,83 | -7,31 | -7,39 |

**(i) vérification de l'état limite de compression :**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**En travée :**La section d'armature adopte a L'ELU en travée est  $A_t = 2 HA 10 = 1.57 \text{ cm}^2$ 

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 19} = 0.688$$

$$\beta = 0.879 \quad \alpha = 0.363 \quad \mu_1 = 0.00606 \quad k_1 = 26.32$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{4.48 \times 10^3}{0.879 \times 19 \times 1.57} = 170.8 \text{ MPa}$$

Figure 4\_Diagramme des efforts tranchants a l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{170.8}{26.32} = 6.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.48 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Aux appuis :**

La section d'armature adopte a L'ELU aux appuis est

$$A_a = 1 HA 10 + 1 HA 8 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$k_1 = 29.64 \quad \mu_1 = 0.00503 \quad \beta_1 = 0.888$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.28}{12 \times 19} = 0.561$$

**(ii) Vérification a l'état limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

**(iii) Vérification a l'état limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du **BAEL91 (B.6.8,424)**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$1- \frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$2- \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3- \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On doit vérifier que :  $f_v = \frac{M_t^{ser} x L^2}{10 x E_v x I_{fv}} < \bar{f}_v = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0.7$

$M_t^{ser}$ : 4.48 kn.m

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

$E_v$ : Module de déformation différée  $E_v = 10818.866$

$$I_{fv} = \frac{1.1 x I_0}{1 + (\mu x \lambda_v)}$$

$I_0$ : Moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max \left[ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4 \rho \sigma_s) + f_{t28}}; 0 \right] \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho}$$

$\rho$ : C'est le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.

### Calcul des paramètres :

Air de la section homogénéisée :  $B_0 = b_0(h-h_0) + (b \cdot h_0) + (15 \cdot A_t)$

$$B_0 = 12 \times (20 - 4) + (65 \times 4) + (15 \times 1.57) \quad B_0 = 475.55 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à (xx') :

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

$$s_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 1.57 \times 18) \quad s_{xx} = 3458.5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{475.55} = 7.272 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.272 = 12.728 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 18670.57 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{1.57}{12 \times 19} = 0.007 \quad \beta = 0.985$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0.007} = 2.34$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta d A_t} = \frac{4.48}{0.985 \times 19 \times 1.57} = 152.47 \text{ MPa}$$

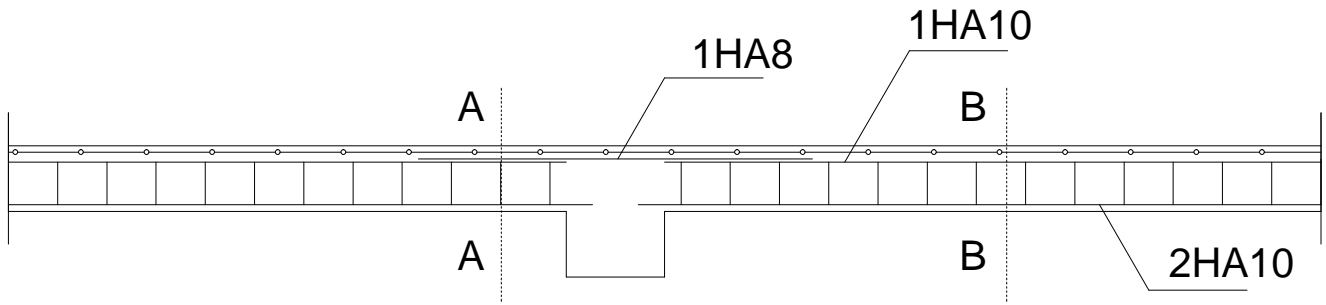
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.007 \times 152.47) + 2.1}; 0 \right\} \quad \mu = \max\{0.423; 0\} \quad \mu = 0.423$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 x I_0}{1 + (\mu x \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 18670.57}{1 + (0.423 \times 2.34)} = 10321.349 \text{ cm}^4$$

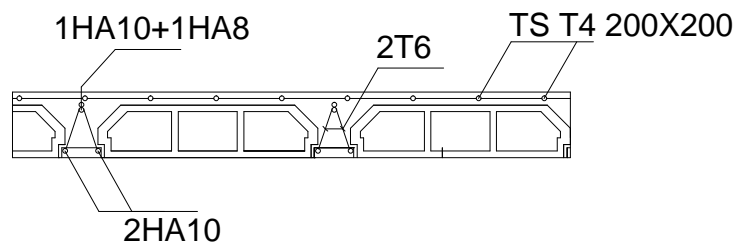
$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{4.48 \times 3.5^2 \times 10^7}{10 \times 10818.866 \times 10321.349} = 0.491 \text{ cm}$$

$f_v = 0.491 \text{ cm} < \bar{f}_v = 0.7$  ..... Condition vérifier

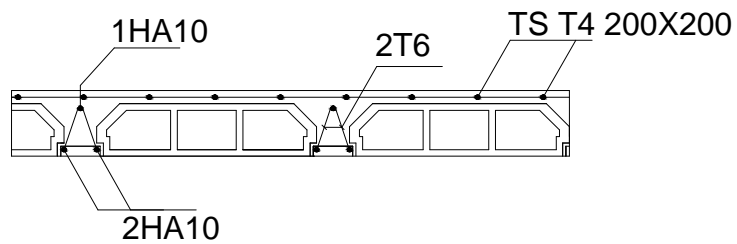
# Plan Ferrailage Des Poutrelles



coupe A-A



coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**  
 ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN  
 R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE  
 D'HABITATION ET COMMERCE

**TITRE:**  
 - Plan Ferrailage Des Poutrelles

**DOSSIER:** GENIE CIVIL

**PLANCHE:** N°01

**ECHELLE:** 1/50

**DESSINE PAR:**  
 Mr.MEHLIOUB Mohand Oussalem  
 Mr.MATOUB Mohammed

**ENCADRE PAR:**  
 Mr.DERRADJ.M

**PROMOTION:**  
 2017/2018

## II.2. Les Escaliers

### II.2.1. Définition

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre bâtiment comporte d'un escalier, a marche droit de E/Sol jusqu'au 7<sup>ème</sup> étage et qui est constitué de 2 volées.

Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place ; sont assimilés dans les calculs à des poutres isostatiques.

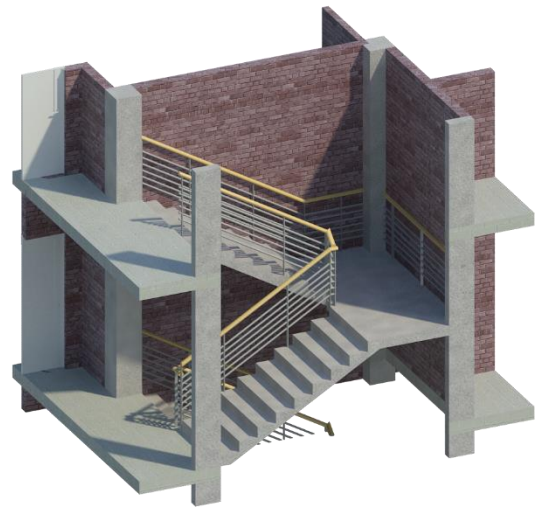


Figure II.4 \_Vue 3D d'un escalier à 2 volées

#### Terminologie :

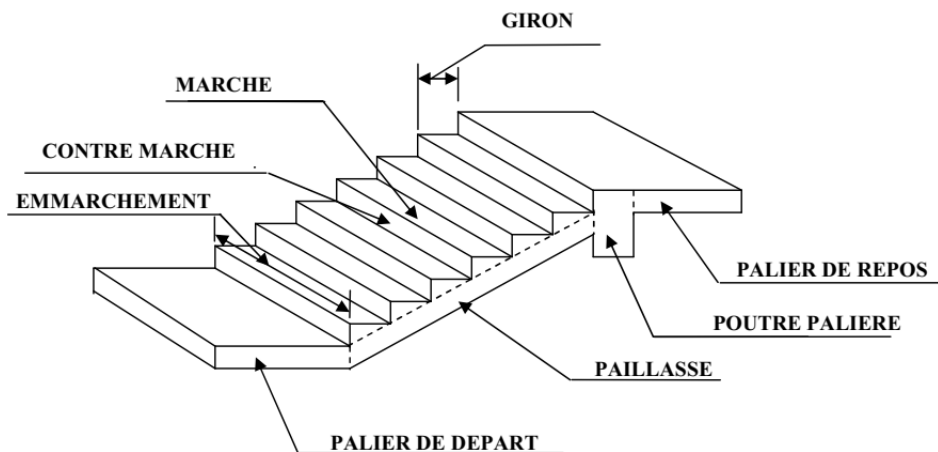


Figure II.5 \_dessin d'un escalier à marche droit

- $g$  : Largeur de la marche.
- $h$  : Hauteur de la contre marche.
- $e$  : épaisseur de la paillasse et de palier.
- $H$  : hauteur de la volée.
- $l$  : portée de la paillasse.
- $l_2$  : largeur du palier
- $l_1$  : longueur de la paillasse projetée.
- $L$  : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

### II.2.2. Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :  $0,59 \leq g + 2h \leq 0,64$

La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,64 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette si nécessité.

h : est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne).

g : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

L'embranchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1m, les grands escaliers ont de 1,50 à 2m, les escaliers de service:0,7 à 0,9, les descentes de caves:1 m. Un collet de 10 cm est normal, 6 cm est le minimum.

Le calcul d'un escalier est très simple. Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini). Admettons a priori des marches de hauteur h le nombre  $n = H/h$  n'est pas, en général, un nombre entier ; On prendra l'entier n' Immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas et on aura n' marches de hauteur :  $H/n'$ .

La longueur de la ligne de foulée sera :  $L = g (n' - 1)$ , le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

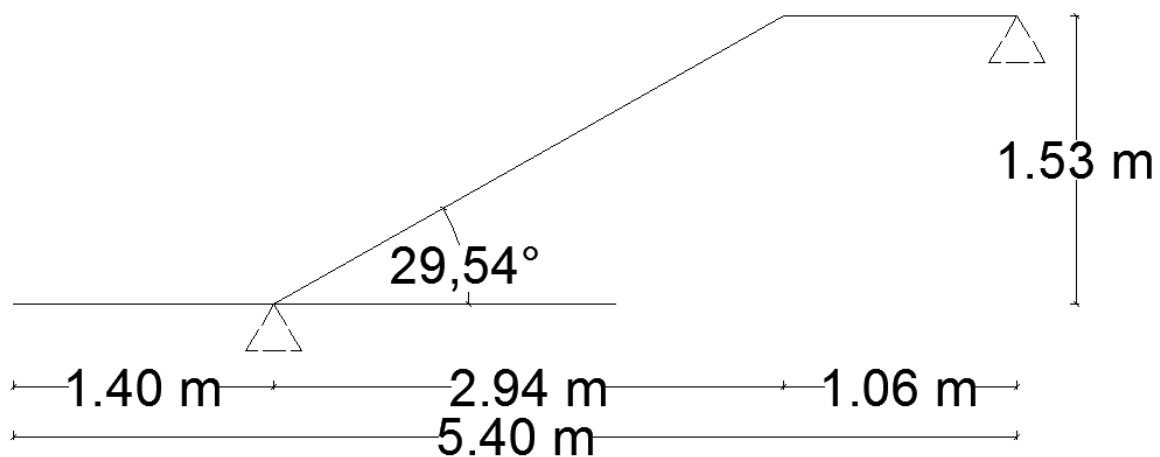


Figure II.6 \_schema de l'escalier avec les cotations

On prend compte des dimensions des plans d'architectures pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable notre escalier.

On prend en compte ce qui suit :

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

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \quad \text{et} \quad 28\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}$$

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

$$\text{Le nombre de marches : } m = n - 1$$

Le rapport ( $r=h/g$ ) est appelé raideur de l'escalier.

L'embranchement pour habitation collective doit être  $\geq 1.20$  m

La profondeur du palier de repos est :  $l_2 > 1.10$  ou  $l_2 > 3.g$

### II.2.2.1. Application

Notre escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour ne seule volée :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$



$$n = 9 \text{ Marches} \quad \text{Avec } h = 17\text{cm}$$

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



$$m = 8 \text{ Marches}$$

Relation de Blandel :

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,64$$



$$0,59 \leq g + 2(17) \leq 0,64$$



$$0,25 \leq g \leq 0,30$$

En prend donc  $g = 30\text{cm}$

L'emmarchement est :  $1.45\text{m} > 1.20\text{m}$  ... condition Vérifiée.

La profondeur du palier de repos est  $l_2 = 1.26\text{m} > 1.10\text{m}$  ... condition Vérifiée.

### II.2.2.2. Pré dimensionnement de la pailleasse

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20} \quad \text{Avec } L_0 : \text{Longueur de la pailleasse} \quad \alpha = 29,54^\circ \quad L_0 = 3,15\text{m}$$

$$\frac{315}{30} \leq ep \leq \frac{315}{20}$$



$$10,5\text{cm} \leq ep \leq 15,75\text{cm}$$



$$\text{En prend } ep = 15 \text{ cm}$$

### II.2.3. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple, avant de commencer le calcul en 'a besoin des charges qui revient à l'escalier (Palliée et volée)

#### II.2.3.1. Charges permanentes :

Le Poids des Revêtements :

| N°                           | Elément         | Epaisseur [m] | Pds Volumique [KN/m3] | Pds surfacique [KN/m²] |
|------------------------------|-----------------|---------------|-----------------------|------------------------|
| 1                            | carrelage       | 0,02          | 20                    | 0,40                   |
| 2                            | mortier de pose | 0,02          | 22                    | 0,44                   |
| 3                            | lit de sable    | 0,02          | 18                    | 0,36                   |
| 4                            | Pds garde-corps | /             | /                     | 0,20                   |
| <b>Pds Revêtements Total</b> |                 |               |                       | <b>1,40</b>            |

Le Poids du Palier :

| N°                         | Elément                    | Epaisseur [m] | Pds Volumique [KN/m3] | Pds surfacique [KN/m²] |
|----------------------------|----------------------------|---------------|-----------------------|------------------------|
| 1                          | Dalle Pleine en Béton Armé | 0,15          | 25                    | 3,75                   |
| 2                          | Pds Revêtements Total      | /             | /                     | 1,40                   |
| <b>Pds du Palier Total</b> |                            |               |                       | <b>5,15</b>            |

Le Poids de la paillasse (La Volée)

| N°                               | Elément                    | Formule  | Application Numérique                         | Pds surfacique [KN/m <sup>2</sup> ] |
|----------------------------------|----------------------------|--|---|-------------------------------------|
| 1                                | Pds propre de la paillasse | $\gamma_b \times ep \times \frac{1}{\cos\alpha}$ | $25 \times 0.15 \times \frac{1}{\cos(29.54)}$ | 4,31                                |
| 2                                | Pds propre de la marche    | $\gamma_b \times h/2$                            | $25 \times 0.17/2$                            | 2,13                                |
| 3                                | Pds Revêtements Total      | /  | /   | 1,40                                |
| <b>Pds de la paillasse Total</b> |                            |  |   | <b>7,84</b>                         |

Poids du mur :  $\left(\frac{2.76-0.30}{2}\right) \times 1.30 = 1.60 \text{ KN/ml}$

### II.2.3.2. Charge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, elle est la même pour la paillasse et le Palier qui est de  $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$ .

## II.2.4. Calcul à l'ELU

### II.2.4.1. Combinaison de charge

Paillasse :

$$q_{u1} = \{1.35 G_{\text{paillasse}} + 1.5 Q\} * 1\text{m} = \{1.35(7.84) + 1.5(2.5)\} * 1\text{m} = 10.70 \text{ KN/ml}$$

Palier :

$$q_{u2} = \{1.35 G_{\text{palier}} + 1.5 Q\} * 1\text{m} = \{1.35(5.15) + 1.5(2.5)\} * 1\text{m} = 14.33 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Murs : } q_{u3} = 1.35 G_{\text{Mur}} = 1.35(1.60) = 2.16 \text{ KN/ml}$$

### II.2.4.2. Calcul des efforts internes et des moments fléchissant

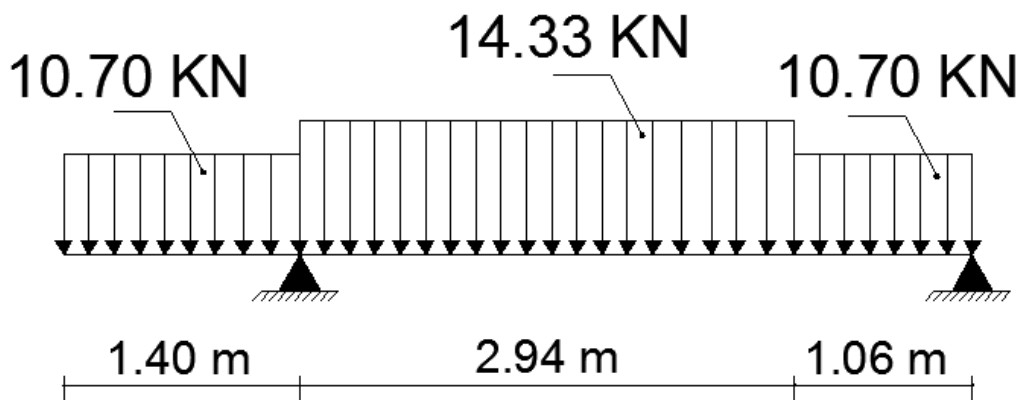


Figure II.7 \_schema statique de l'escalier a l'ELU

Réactions d'appuis :

$$\text{A partir de } \sum F/y=0 \text{ et } \sum M/A=0$$

$$\begin{aligned} \rightarrow R_A + R_B &= 10.70 * 1.40 + 14.33 * 2.94 + 10.70 * 1.06 + 2.16 \\ R_A + R_B &= 70.61 \end{aligned}$$

$$(2.16 * 4) + \left(10.70 * \left[1.06 * \left(\frac{1.06}{2} + 2.94\right)\right]\right) + \left(14.33 * \frac{2.94^2}{2}\right) - \left(10.70 * \frac{1.40^2}{2}\right) - R_B * 4 = 0$$

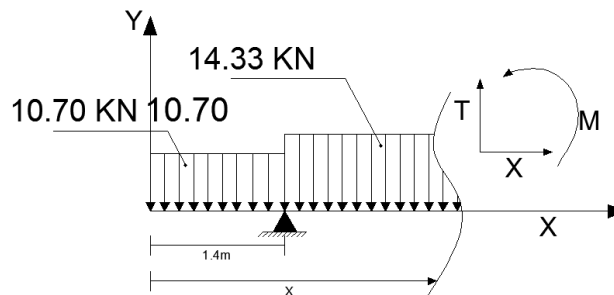
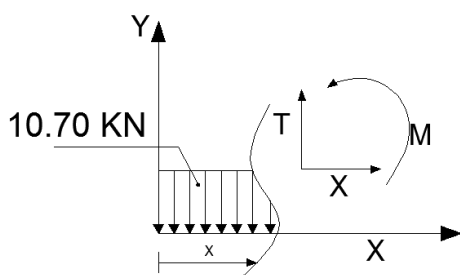
D'où :  $R_A = 45.75 [KN]$

$R_B = 24.86 [KN]$

Tronçon :  $0 \leq x \leq 1.40m$

$Ty = -10.70x$

$Mz = -10.70 * \frac{x^2}{2} \Rightarrow Mz = -5.35x^2$



Tronçon :  $1.40 m \leq x \leq 4.34 m$

$Ty = -10.70 * 1.40 - 45.75 - 14.33 * (x - 1.40) = 0$

$Ty = -14.33 * x - 52.83$

$T(x=1.4m) = 30.77 KN$

$T(x=4.34m) = -11.36 KN$

$Mz = -10.70(1.40) \left(x - \frac{1.4}{2}\right) - 14.33 \frac{(x-1.4)^2}{2} + 45.75(x - 1.4)$

$M(x=1.4m) = -10.49 KN/m$

$M(x=4.34m) = 18.05 KN/m$

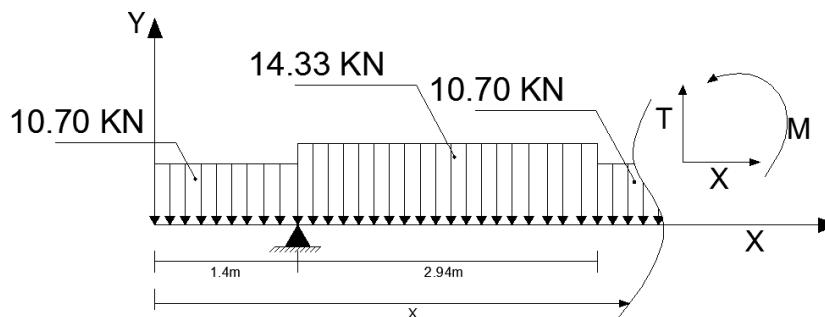
Tronçon :  $4.34 m \leq x \leq 5.4 m$

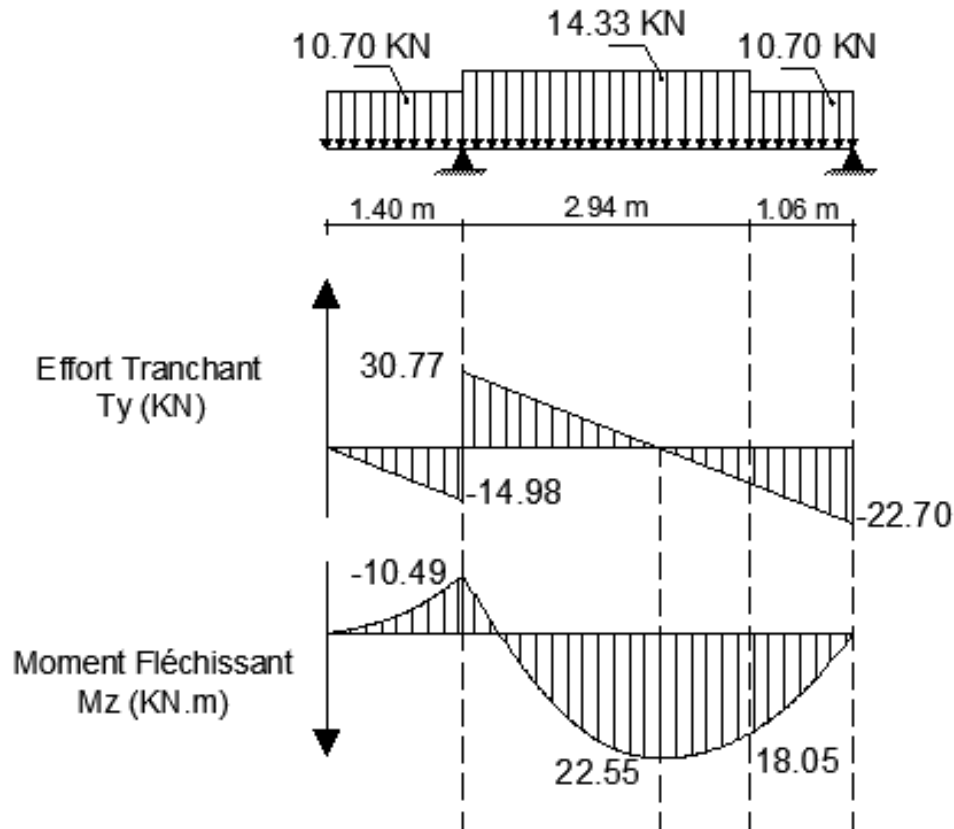
$Ty = 10.70x - 11.36$

$T(0) = -11.36 KN \quad T(1.06) = 22.70 KN$

$Mz = -10.70(1.40) \left(x - \frac{1.4}{2}\right) - 14.33 \frac{(x-1.4)^2}{2} + 45.75(x - 1.4) - 10.75(x - 4.34)$

$M(x=4.34m) = 18.05 KN/m \quad M(x=5.4m) = 0 KN/m$





### II.2.4.3. Calcul des armatures :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple pour une section rectangulaire de caractéristique  $b = 100 \text{ cm}$   $c = 2 \text{ cm}$   $d = 13 \text{ cm}$

#### En appuis B :

$$M_B = -0.3 \times M_B = 0.3 \times 22.55 = -6.765 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_B}{b d f_{bu}} = 0.7969 \quad \beta = 0.958 \quad A_b = \frac{M_B}{\beta d \sigma_{st}} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Soit en prend **4 HA 12** = 4.52 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm

$$A_r = \frac{A_b}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit en prend **4 HA 10** = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm

#### En appui A :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = 0.0437 \quad \beta = 0.978 \quad A_a = \frac{M_A}{\beta d \sigma_{st}} = 2.372 \text{ cm}^2$$

Soit en prend **4 HA 12** = 4.52 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm

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

Soit en prend **4 HA 10** = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm

#### En travée :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = 0.07969 \quad \beta = 0.958 \quad A_t = \frac{M_A}{\beta d \sigma_{st}} = 4.411 \text{ cm}^2$$

Soit en prend **4 HA 12** = 4.52 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm

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

Soit en prend **4 HA 10** = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm

#### II.2.4.4. Vérifications :

##### (a) Condition de non fragilité des armatures :

$$A > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

##### En appuis :

$$A_b = 4.52 > 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

$$A_a = 4.52 > 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

##### En travée :

$$A_t = 4.52 > 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

##### (b) Espacement des barres :

Armatures principales :

$$25 < \min (45 ; 33) \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

Armatures de répartition :

$$25 < \min (4h = 60 ; 45) \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

##### (c) Vérification de la section du béton a l'effort tranchant :

$$\tau_u < \tau_{su}$$

$$\tau_{su} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \tau_{su} = \min \{ 2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} = \frac{30.77 \times 10^3}{100 \times 130} = 0.236$$

$$\tau_u \ll \tau_{su} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

##### (d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

$$T_{max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b \quad 30.77 \text{ [KN]} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 11.7 \times 100$$

$$30.77 \text{ [KN]} \leq 780 \text{ [KN]} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

##### (e) Influence sur les armatures longitudinales inférieurs :

$$\left( T_{max} + \frac{M_{max}}{0.9 d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A_a \quad \left( 30.77 + \frac{19.125}{0.117} \right) \frac{1.15}{400} < A_a$$

$$0,56 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

##### (f) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_u < \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.5 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \Sigma_{ui}}$$

$$- \text{ A l'appui A : 4 HA 12}$$

$$\Sigma_{ui} = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{30.77 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.74 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{se}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

$$- \text{ A l'appui B : 4 HA 12}$$

$$\Sigma_{ui} = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{30.77 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.74 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_{se}}$  ..... Condition vérifié

- **En travée** : 4 HA 12

$\Sigma_{ui} = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$

$\tau_u = \frac{30.77 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.744 \text{ MPa}$

$\tau_u < \overline{\tau_{se}}$  ..... Condition vérifié

**(g) Enclage des barres aux appuis :**

La longueur de scellement droit est :

$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$

$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} \quad \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

La longueur des croches  $L_c$  :

$L_c = 0.4 \times L_s = 14.08 \quad \text{On prend } L_c = 15 \text{ cm}$

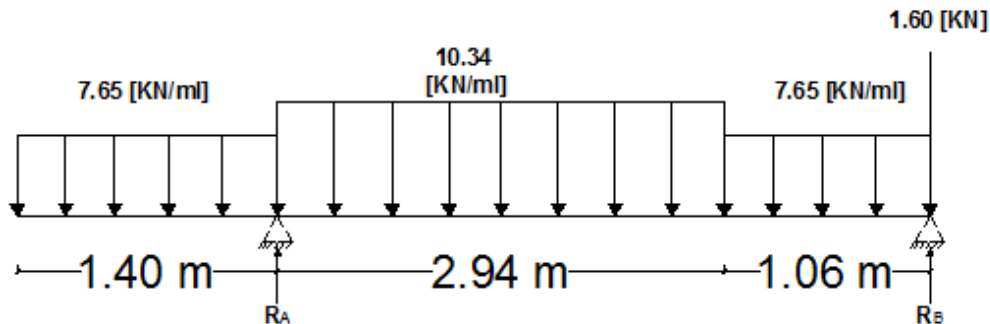
**II.2.5. Calcul à l'ELS :**

**II.2.5.1. Combinaison de charges :**

Volée :  $q_s = (G + Q) \times 1m = (7.84 + 2.5) \times 1 = 10.34 \text{ Kn/ml}$

Palier :  $q_s = (G + Q) \times 1m = (5.15 + 2.5) \times 1 = 7.65 \text{ Kn/ml}$

Mur :  $q_s = h \times G = 1.23 \times 130 = 1.60 \text{ Kn/ml}$



**II.2.5.2. Calcul des efforts internes et des moments fléchissant :**

Les réactions d'appuis :

$R_A = 32.89 \text{ KN}$

$R_B = 17.93 \text{ KN}$

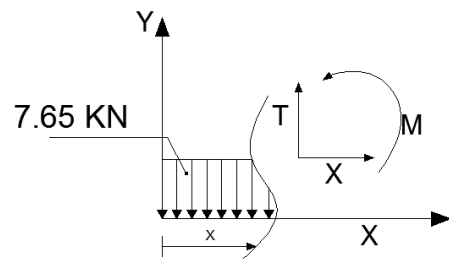
Tronçon :  $0 \leq x \leq 1.40m$

$T_y = -7.65x$

$T(0) = 0 \text{ KN} \quad T(1.4) = 10.71 \text{ KN}$

$M_z = -7.65 \times \frac{x^2}{2}$

$M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad M(1.4) = -7.5 \text{ KN.m}$



Tronçon :  $1.40\text{ m} \leq x \leq 4.34\text{ m}$

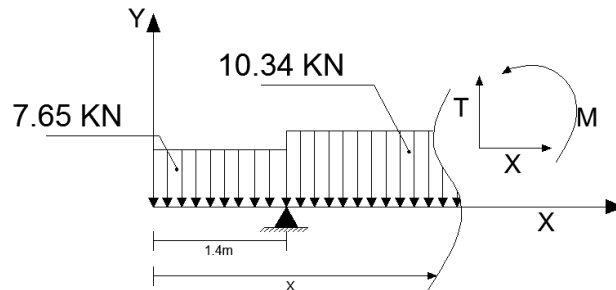
$$\rightarrow T_y = 7.65(1.40) - 32.89 + 10.34(x-1.40) = 0 \quad T_y = 10.34x - 36.65$$

$$T(1.4) = 22.18\text{ KN} \quad T(4.34) = 10.71\text{ KN}$$

$$\rightarrow M_z = -7.65(1.40) \left(x - \frac{1.4}{2}\right) - 10.34 \frac{(x-1.4)^2}{2} - 32.89(x-1.4)$$

$$M_z = -5.17x^2 + 22.18x - 28.41$$

$$M(1.4) = -7.5\text{ KN.m} \quad M(4.34) = 13.01\text{ KN.m}$$



Tronçon :  $4.34\text{ m} \leq x \leq 5.4\text{ m}$

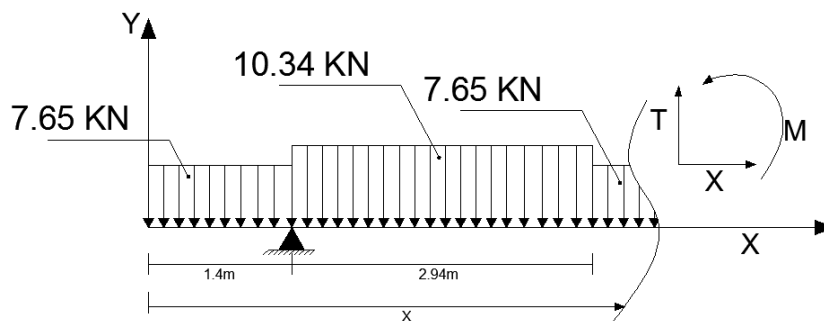
$$\rightarrow T_y = -7.65(1.40) + 32.89 - 10.34(x-1.40) = 0 \quad T_y = -10.34x - 36.65$$

$$T(4.34) = -8.22\text{ KN} \quad T(5.4) = -16.33\text{ KN}$$

$$\rightarrow M_z = -7.65(1.40) \left(x - \frac{1.4}{2}\right) - 10.34 \frac{(x-1.4)^2}{2} - 32.89(x-1.4)$$

$$M_z = -5.17x^2 + 22.18x - 28.41$$

$$M(4.34) = 13.01\text{ KN.m} \quad M(5.4) = 0\text{ KN.m}$$



### II.2.5.3. Vérifications à l'ELS :

(a) Vérification de la contrainte dans le béton (A. 4. 5. 2. BAEL 91/99) :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

A l'appui a :

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad \beta = 0.921 \quad K_1 = 48.29$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta d A_a} = \frac{2.25 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 59.84\text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{59.84}{48.29} = 1.24\text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

**En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347 \quad \beta = 0.921 \quad K_1 = 39.35$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta d A_a} = \frac{13.83 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 4.52} = 255.55 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{255.55}{39.35} = 6.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

**(b) Vérification de la flèche (B. 6. 5. 2 BAEL 91/99) :**

Le calcul de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées

- 1-  $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$
- 2-  $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- 3-  $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{540} = 0.027 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée alors on passe directement au calcul de la flèche.

**(c) Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_v} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{540}{500} = 1.08 \text{ cm}$$

$$M_t^{ser} = 16.28 \text{ KN.m}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.866 \text{ MPa}$$

$I_v$ : Moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité

$$I_v = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$S_{xx}$ : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d \quad S_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 16 = 12334.8 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = 100 \times 15 + 15 \times 4.52 = 1567.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{12334.8}{1567.8} = 6.60 \text{ cm} \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 6.60 = 8.4 \text{ cm}$$

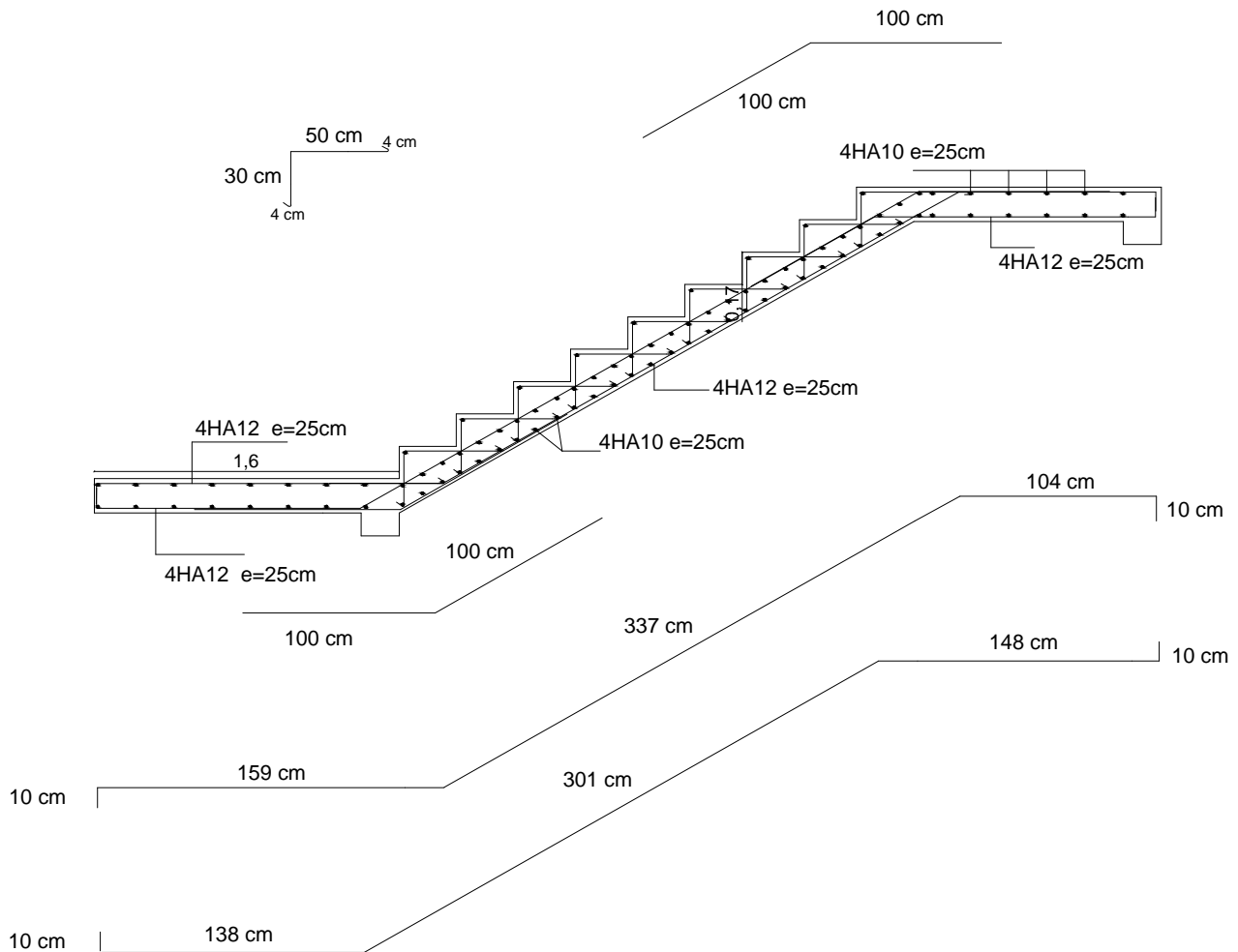
$$I_v = \frac{100}{3} (6.60^3 + 8.4^3) + 15 \times 4.52 \times (8.75 - 2)^2$$

$$I_v = 45836.137 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_v} = \frac{16.28 \times 5.4^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 45836.137} = \frac{4747248 \times 10^3}{4958947491} = 0.957 \text{ cm}$$

$0.957 \text{ cm} < 1.08 \text{ cm}$  ..... alors notre condition est vérifiée

# Plan Ferrailage Des Escaliers



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**  
 ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN  
 R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE  
 D'HABITATION ET COMMERCE

**TITRE:**  
 - Plan Ferrailage Des Escaliers.

**DOSSIER:** GENIE CIVIL

**PLANCHE:** N°02

**ECHELLE:** 1/50

**DESSINE PAR:**  
 Mr.MEHLIOUB Mohand Oussalem  
 Mr.MATOUB Mohammed

**ENCADRE PAR:**  
 Mr.DERRADJ.M

**PROMOTION:**  
 2017/2018

### II.3. Dalle Salle Machine

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis. L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

- ✓ Le treuil de levage et sa poulie.
- ✓ La cabine ou la benne.
- ✓ Le contre poids.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions  $S = (1,50 \times 1,75) = 2,625 \text{ m}^2$ , appuyée sur ses 4 cotés.

La charge que peut contenir la cabine est de (6) personnes au maximum, (a raison d'une personne par  $0,44 \text{ m}^2$ )

La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de  $q = 9 \text{ tonnes}$ .

#### II.3.1. Predimensionnement de la dalle plein:

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{30} = \frac{195}{30}$$

$$h_0 \geq 6,5 \text{ cm}$$

Selon le règlement RPA 99 version 2003 :  $h_t \geq 12 \text{ cm}$

Donc pour être dans la sécurité en prend  $h_t = 15 \text{ cm}$

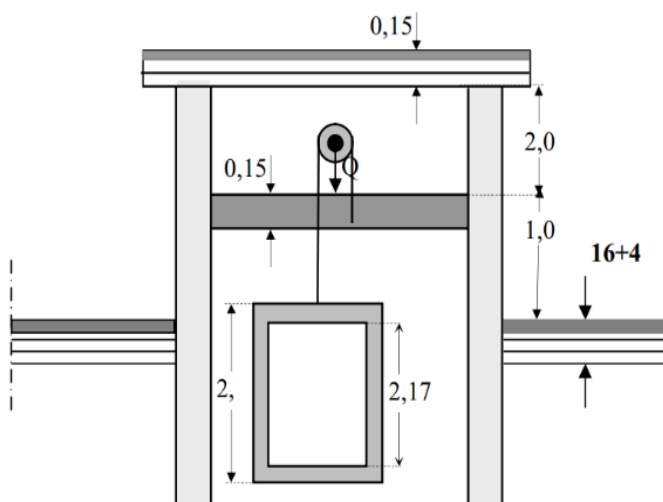


Figure II.8\_Schéma représentant la coupe verticale de l'ascenseur

cage d'Ascenseur

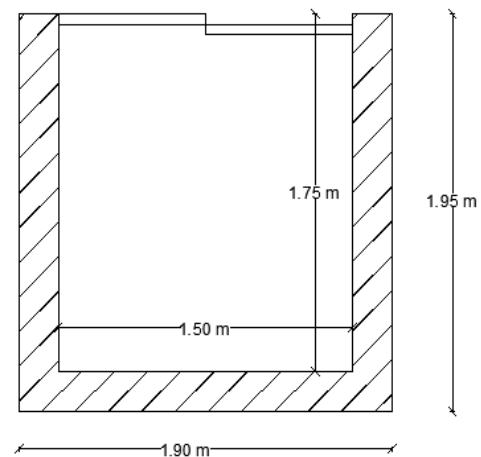


Figure II.9\_Schéma représentation vue de dessus de l'ascenseur

#### II.3.2. Calcul de la dalle plein:

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{175} = 0,857$$

$$0,4 \leq \rho = 0,857 \leq 1$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

- **Calcul de U et V :**

$$U = U_0 + 2 * \xi * e + h_0$$

$$V = V_0 + 2 * \xi * e + h_0$$

$h_0$  : Épaisseur de la dalle. ( $h_0 = 15$  cm).

$e$  Épaisseur du revêtement ( $e = 5$  cm).

$\xi$ : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton ou analogue.

$U_0$  et  $V_0$ : Côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ( $U_0 = V_0 = 80$  cm)

$$U = 80 + 2 * 1 * 5 + 15 \quad U = 105 \text{ cm} = 1.05 \text{ m}$$

$$V = 80 + 2 * 1 * 5 + 15 \quad V = 105 \text{ cm} = 1.05 \text{ m}$$

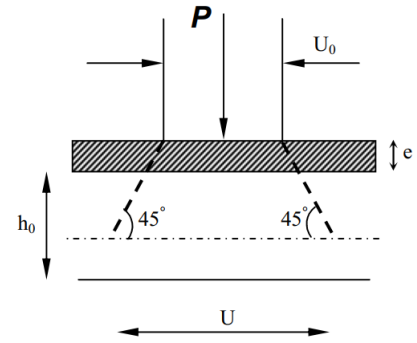
$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{150} \quad \frac{U}{L_x} = 0,7 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{175} \quad \frac{V}{L_y} = 0,6$$

A partir des abaques de PIGEAUD et après interpolation, nous obtiendrons :

$$\rho = 0,857 \quad M_1 = 0.079 \text{ KN.m} \quad M_2 = 0.059 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments  $M_x$  et  $M_y$  dues aux systèmes de levage :

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.



- **Les Moments dues au système de  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  :**

$$M_{x1} = q(M_1 + v * M_2) \quad M_{y1} = q(M_2 + v * M_1)$$

Avec :  $v$  : Coefficient de Poisson ( $v = 0$  a LELU) et ( $v = 0.2$  a L'ELS) .

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficient déterminés à partir des rapports  $\frac{U}{L_x}$  et  $\frac{V}{L_y}$  et  $\rho$  dans les abaques de PIGEAUD.

Calcul des efforts :

Les Moment  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage :

### II.3.2.1. Calcul à l'ELU :

$v$  : Coefficient de Poisson ( $v = 0$ )

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35(90) + 1.5(0) \quad q_u = 121.5 \text{ [KN]}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q * M_1 = 121.5(0.079) \\ M_{y1} = q * M_2 = 121.5(0.059) \end{cases} \quad \begin{cases} M_{x1} = 9.60 \text{ [KN.m]} \\ M_{y1} = 7.17 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

(a) **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  :**

$$M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2 \quad M_{y2} = \mu_y * M_{x2}$$

Calcul de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  et  $q_u$  :

$$\text{Avec } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{175} = 0,857 \quad \text{et} \quad (v = 0)$$

$$\text{Des Tableau} \quad \mu_x = 0.0499 \quad \mu_y = 0.699$$

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35(25 * 0.15) + 1.5(1) \quad q_u = 6.56 \text{ [KN]}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0499 * 6.56 * 1.50^2 \\ M_{y2} = 0.699 * 0.736 \end{cases} \quad \begin{cases} M_{x2} = 0.736 \text{ [KN.ml]} \\ M_{y2} = 0.514 \text{ [KN.ml]} \end{cases}$$

Supposition des Moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.60 + 0.736 & M_x = 10.336 \text{ [KN.m]} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.17 + 0.514 & M_y = 7.684 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

Remarque : Les Moments  $M_x$  et  $M_y$  seront Minorés en travée (0,85) et en Appuis (0,30) pour tenir compte de la non continuité de la dalle.

### (b) Calcul du Ferrailage

Le calcul se fera à l'ELU pour une bande de 1 m de largeur, à titre d'exemple en vas étudier pour le sens X-X :

Au Appuis : Données

$$M_A = 0.30 * M_x = 0.30(10.336) \quad M_A = 3.10 \text{ KN.m}$$

$$h=15 \text{ [cm]} \quad b=100 \text{ [cm]}$$

$$c=2 \text{ [cm]} \quad d=h-c=13 \text{ [cm]}$$

Calcul :

$$\mu_b = \frac{M_A}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{3.10 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} \quad \mu_b = 0.013 \quad \beta = 0.993$$

$$\mu_b = 0.013 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Section Simplement Armée (S.S.A)}$$

$$A_u = \frac{M_A}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{3.10 \cdot 10^3}{0.993 \cdot 13 \cdot 34.8} \quad A_u = 0,69 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit en Prend 4HA10= 3,14 [cm<sup>2</sup>] avec Esp=25 [cm]

En Travée: Données

$$M_t = 0.85 * M_x = 0.85(10.336) \quad M_t = 8.78 \text{ [KN.m]}$$

$$h=15 \text{ [cm]} \quad b=100 \text{ [cm]} \quad c=2 \text{ [cm]} \quad d=h-c=13 \text{ [cm]}$$

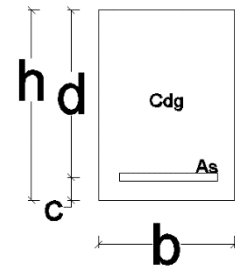
Calcul :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{8.78 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} \quad \mu_b = 0.037 \quad \beta = 0.981$$

$$\mu_b = 0.037 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Section Simplement Armée (S.S.A)}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{8.78 \cdot 10^3}{0.9817 \cdot 13 \cdot 34.8} \quad A_u = 1.979 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit en Prend 4HA10= 3,14 [cm<sup>2</sup>] avec Esp=25 [cm]



Résultats des Calculs Sens X-X et Y-Y:

| Sens | Zone     | $M_u$ (KN.m) | $\mu$ | obs   | $\beta$ | A Cal [cm <sup>2</sup> ] | A Adpt [cm <sup>2</sup> ] | Esp [cm] |
|------|----------|--------------|-------|-------|---------|--------------------------|---------------------------|----------|
| XX   | Travée   | 8,7856       | 0,037 | S.S.A | 0,981   | 1,979                    | 4 HA 10<br>3,14           | 25       |
|      | Appuis d | 3,1008       | 0,013 | S.S.A | 0,993   | 0,690                    | 4 HA 10<br>3,14           | 25       |
| YY   | Travée   | 6,5314       | 0,027 | S.S.A | 0,986   | 1,464                    | 4 HA 10<br>3,14           | 25       |
|      | Appuis d | 2,3052       | 0,010 | S.S.A | 0,995   | 0,512                    | 4 HA 10<br>3,14           | 25       |

Figure II.10\_Calculé a l'ELU sens X-X et Y-Y

**II.3.2.2. Les Vérifications à L'ELU :****(a) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \rho_0 * b * h_0 * \frac{(3 - \rho)}{2}$$

Avec :  $\rho_0 = 0.08\%$  Taux d'armatures dans chaque direction.

Au Appuis et en Travée:

$$A_{min} = 0.0008 * 100 * 15 * \frac{(3-0.857)}{2} \quad A_{min} = 1.285 [cm^2]$$

$$A = 3,14 [cm^2] > A_{min} = 1.285 [cm^2] \quad \text{Condition vérifié.}$$

**(b) Diamètres min des barres (Art A.7.2, 1 BAEL 91 modifiée 99) :**

Le diamètre des barres employées comme armatures de dalle doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur totale :

$$\phi_{max} \leq \frac{h_e}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi_{max} = 10\text{mm} \leq 15\text{mm} \quad \text{Condition Vérifier}$$

**(c) Ecartement des barres :**

$$\text{Direction la plus sollicitée } S_t \leq \min \begin{cases} 2h = 2(15) = 30\text{cm} \\ 25\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{Au Appuis : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifier}$$

$$\text{En travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifier}$$

**(d) Vérification au non poinçonnement :**

Si la formule suivante est vérifiée aucune armature transversale n'est nécessaire.

$$q_u = 121.5 \leq 0.045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 * (1.05 * 4) * 0.15 * \frac{25.10^3}{1.5}$$

$$q_u = 121.5 [KN] \leq 472.5 [KN] \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\text{Avec : } q_u = 121.5 \text{ KN} \quad \text{Charge Calculer a l'ELU.}$$

$\mu_c$  : Périmètre du contour

$$\mu_c = 2 * (U + V) = 2 * (1.05 + 1.05) \quad \mu_c = 4.2 [m]$$

**(e) Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et en n'as U=V

Donc :

$$\text{Au milieu de U on' a : } V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{90}{3*1.05} \quad V_u = 28.57 [KN]$$

$$\text{Au milieu de V on' a : } V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{90}{3*1.05} \quad V_u = 28.57 [KN]$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{28.57*10^3}{1000*130} \quad \tau_u = 0.219 [MPa]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 * f_{c28}}{1.5} = \frac{0.2 * 25}{1.5} = 3.33 [MPa] \right. \\ \left. 5 [MPa] \right. = 3.33 [MPa]$$

$$\tau_u = 0.219 [MPa] < \bar{\tau}_u = 3.33 [MPa] \quad \text{Condition Vérifier}$$

**II.3.2.3. Calcul a l'ELS :**

$\nu$  : Coefficient de Poisson ( $\nu = 0.2$ )

$$q_s = G + Q = 90 + 0 \quad q_s = 90 \text{ [KN]}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_s * (M_1 + \nu M_2) = 90 * (0.079 + 0.2 * 0.059) & M_{x1} = 8.172 \text{ [KN.m]} \\ M_{y1} = q_s * (M_2 + \nu M_1) = 90 * (0.059 + 0.2 * 0.079) & M_{y1} = 6.732 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

**(a) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  :**

$$M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2 \quad M_{y2} = \mu_y * M_{x2}$$

Calcul de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  et  $q_u$  :

$$\text{Avec } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{175} = 0.857 \quad \text{et} \quad (\nu = 0.2)$$

$$\text{Des Tableau} \quad \mu_x = 0.0569 \quad \mu_y = 0.7891$$

$$q_u = G + Q = 25 * 0.15 + 1 \quad q_u = 4.75 \text{ [KN]}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0569 * 4.75 * 1.50^2 & M_{x2} = 0.60 \text{ [KN.ml]} \\ M_{y2} = 0.7891 * 0.60 & M_{y2} = 0.47 \text{ [KN.ml]} \end{cases}$$

Supposition des Moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.172 + 0.60 & M_x = 8.772 \text{ [KN.m]} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.732 + 0.47 & M_y = 7.202 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

En Appuis :

$$M_{Ax} = 0.3 * M_x = 0.30(8.772) \quad M_A = 2.632 \text{ [KN.m]}$$

En Travée :

$$M_{tx} = 0.85 * M_x = 0.85(8.772) \quad M_t = 7.456 \text{ [KN.m]}$$

**II.3.2.4. Les Vérifications a l'ELS:**

A titre d'exemple en vas étudier juste selon le sens (X-X) et donner les résultats selon les deux sens.

**(a) Contrainte dans l'acier :****(i) Au appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A^a}{b d} = \frac{100 * 3.14}{100 * 13} \quad \rho_1 = 0.242$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 48.64 \\ \beta_1 = 0,920 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.632 * 10^3}{0.920 * 13 * 3.14} = 70.074 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 70.074 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**(ii) En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 A^t}{b d} = \frac{100 * 3.14}{100 * 13} = 0,242 \quad \rho_1 = 0.242$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 48.64 \\ \beta_1 = 0,920 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.456 * 10^3}{0.920 * 13 * 3,14} = 198.544 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 198.544 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**(b) Contrainte dans le béton :**

**(i) Au appuis**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{70,074}{48,64} = 1,441 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,441 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

**(ii) En travée :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{198,544}{48,64} = 4,082 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4,082 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ ..... Condition vérifiée.

**Résultats Vérification a l'ELS dans les deux Sens X-X et Y-Y**

| Sens | Zone     | Av Adpt [cm²] | Ms [KN.m] | ρ     | β     | K1     | $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ |     | $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ |     |
|------|----------|---------------|-----------|-------|-------|--------|---|-----|---|-----|
|      |          |               |           |       |       |        | abc [Mpa]                                 | obs | os [Mpa]                                  | obs |
| XX   | Travée   | 3,14          | 7,456     | 0,242 | 0,920 | 48,640 | 4,082                                     | C.V | 198,544                                   | C.V |
|      | Appuis d | 3,14          | 2,632     | 0,242 | 0,920 | 48,640 | 1,441                                     | C.V | 70,074                                    | C.V |
| YY   | Travée   | 3,14          | 6,122     | 0,242 | 0,905 | 37,630 | 4,404                                     | C.V | 165,711                                   | C.V |
|      | Appuis d | 3,14          | 2,161     | 0,242 | 0,905 | 37,630 | 1,554                                     | C.V | 58,486                                    | C.V |

Figure II.11\_Vérification a ELS selon Sens X-X et Y-Y

**(c) Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.7.5 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20 M_x} \\ \frac{A_x}{b d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = \frac{15}{175} = 0,079 \geq \frac{M_{tu}}{20 M_x} = \frac{7,456}{20 \times 34,45} = 0,01 \dots \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{A_x}{b d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \text{la condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

La flèche est vérifiée.

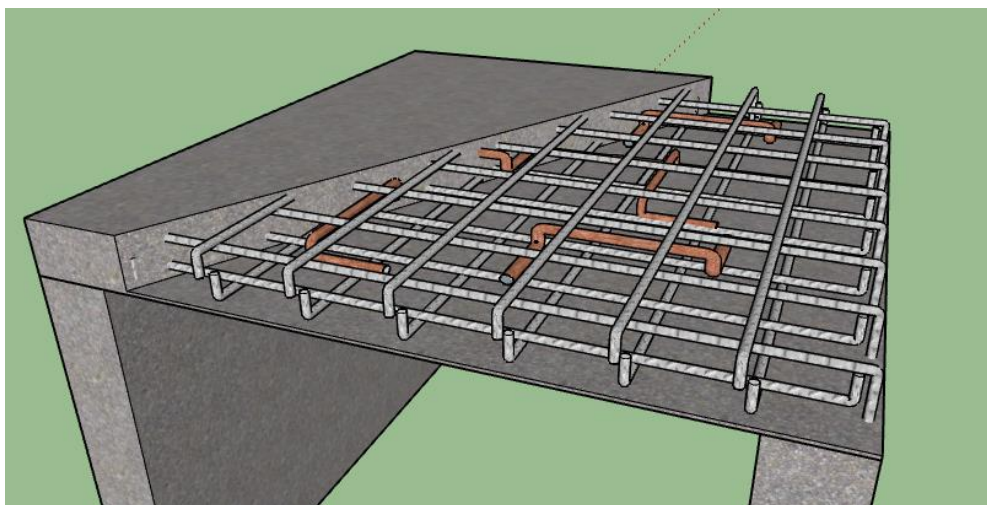
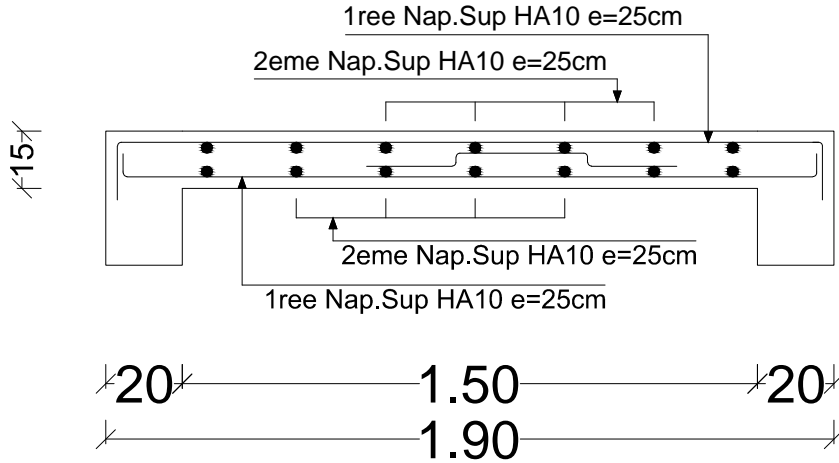


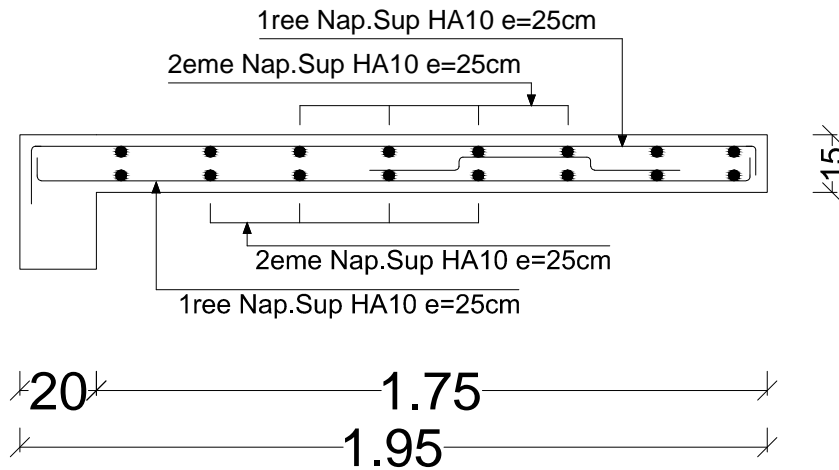
Figure II.11\_schémat ferrailage dalle salle machine

# Plan Ferrailage Dalle Salle Machine

## Sens X-X



## Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**  
ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN  
R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE  
D'HABITATION ET COMMERCE

**TITRE:**  
- Plan Ferrailage Dalle Salle Machine

**DOSSIER:** GENIE CIVIL

**PLANCHE:** N°03

**ECHELLE:** 1/50

**DESSINE PAR:**  
Mr.MEHLLOUB Mohand Oussalem  
Mr.MATOUB Mohammed

**ENCADRE PAR:**  
Mr.DERRADJ.M

**PROMOTION:**  
2017/2018

## II.4. Etude de la poutre de chaînage :

### II.4.1. poutre de chaînage pour le balcon:

La poutre de chaînage est dimensions sont donnée par les relations suivantes :

$$ht : \text{hauteur } \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \quad b : \text{largeur } 0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$$

$L_{max}$  : La portee Max entre axe d'appuis.

|                       | hauteur                                      | largeur                               |
|-----------------------|--|---------------------------------------|
| Application numérique | $\frac{350}{15} \leq ht \leq \frac{350}{10}$ | $0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$         |
|                       | $23.33 \leq ht \leq 35$                      | $12 \leq b \leq 21$                   |
| Valeur Prise          | <b><math>ht = 30 \text{ cm}</math></b>       | <b><math>b = 20 \text{ cm}</math></b> |

les vérifications relatives aux exigences de l'RPA (art 7.5.1 RPA 99/2003)

$$b \geq 25 \text{ cm} \quad 20 \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition est vérifié}$$

$$ht \geq 30 \text{ cm} \quad 30 \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition est vérifier}$$

$$\frac{ht}{b} \leq 4 \quad \frac{30}{20} = 1.50 \leq 4 \quad \text{condition est vérifiées}$$

Notre poutre a pour dimension ( $b \times h$ ) = (20 X 30) cm<sup>2</sup>

Poutre de chaînage

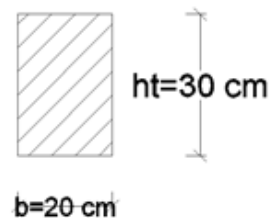


Figure II.12\_section de la poutre

#### II.4.1.1. Evaluation des charges :

- Charges permanentes :

| N°                                     | Elément                  | Epaisseur [m] | Pds Volumique [KN/m <sup>3</sup> ] | Pds surfacique [KN/m <sup>2</sup> ] |
|--|--------------------------|---------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| 1                                      | Pds plancher             | 0,33          | 5,34                               | 1,74                                |
| 2                                      | pds propre de la poutre  | 0,06          | 25                                 | 1,50                                |
| 3                                      | Pds Murs Intérieur Total | 1,20          | 1,3                                | 1,56                                |
| <b>Pds revenant poutre de Chainage</b> |                          |               |                                    | <b>4,80</b>                         |

- Charge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times (0,65 / 2) = 0,488 \text{ KN} / \text{ml}$

#### II.4.1.2. Combinaison de charges :

A l'ELU :  $q_u = 1,35 \times 4,80 + 1,5 \times 0,488 = 7,212 \text{ KN/ml}$

A l'ELS :  $q_s = 4,80 + 0,488 = 5,288 \text{ KN/ml}$

#### II.4.1.3. Calcul des efforts internes :

(a) A L'ELU :

- Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{7,218 \times 3,50}{2} = 12,621 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts internes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(0) = R_A = 12,621 \text{ KN} \\ T_Y(3,50) = - R_B = -12,621 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.212 \times 3.50^2}{8} = 11.043 \text{ KN.m}$

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

Moment en travée :  $M_{tr} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 11.043 = 9.386 \text{ KN.m}$

Moment aux appuis :  $M_{ap} = -0,35 M_0 = -0,35 \times 11.043 = -3.865 \text{ KN.m}$

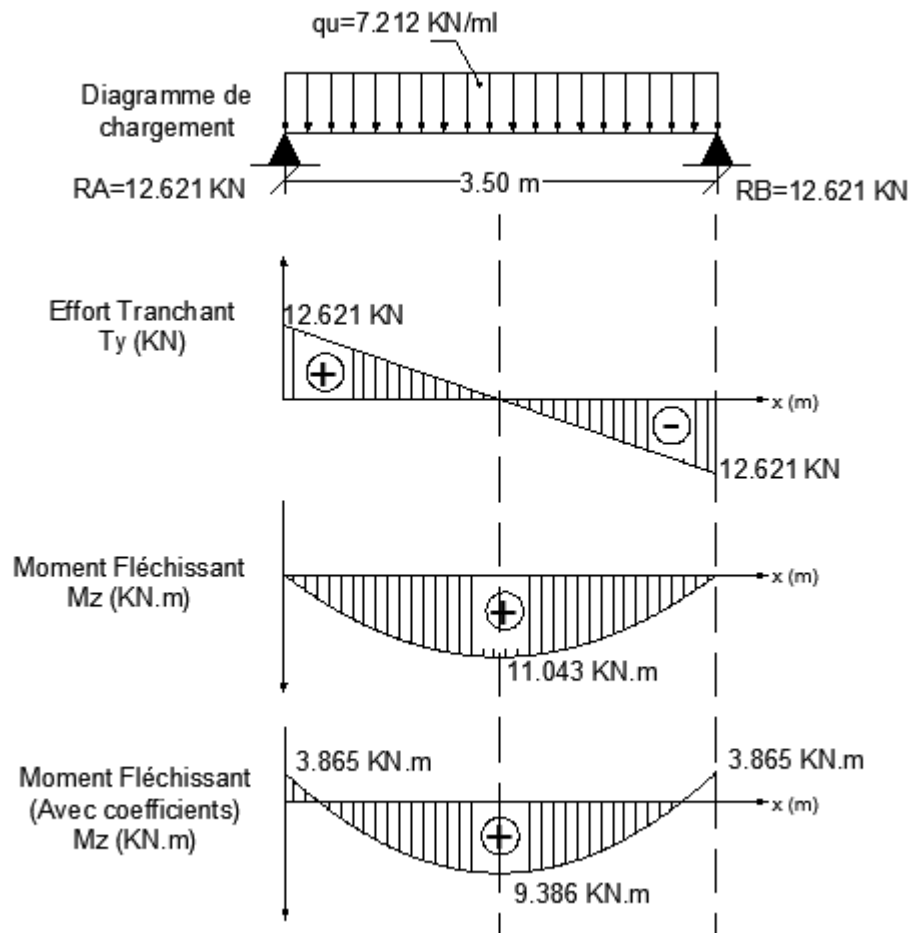


Figure II.13\_Diagramme des efforts internes à l'ELU

### (b) A L'ELS :

- Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{5.288 \times 3,50}{2} = 9.254 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts internes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(0) = 9.254 \text{ KN} \\ T_Y(3.50) = -9.254 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{5.288 \times 3,50^2}{8} = 8.097 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :  $M_{tr} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 8.097 = 6.882 \text{ KN.m}$

Moment aux appuis :  $M_{ap} = -0,35 M_0 = -0,35 \times 8.097 = -2.429 \text{ KN.m}$

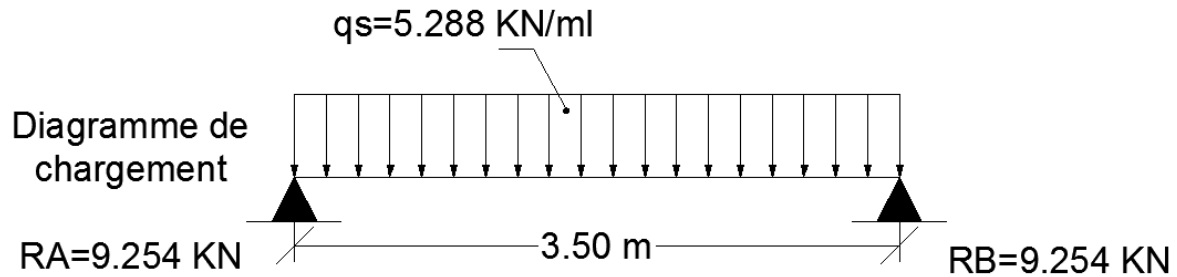


Figure II.14\_Chargement et réaction d'appuis à l'ELS

### II.4.2. poutre de chaînage du porte à faux:

La poutre de chaînage est dimensions sont donnée par les relations suivantes :

ht : hauteur  $\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$       b : largeur  $0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$

$L_{max}$  : La portée Max entre axe d'appuis

|                       | hauteur                                      | largeur                       |
|-----------------------|--|-------------------------------|
| Application numérique | $\frac{320}{15} \leq ht \leq \frac{320}{10}$ | $0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$ |
|                       | $21.33 \leq ht \leq 32$                      | $12 \leq b \leq 21$           |
| Valeur Prise          | <b>ht = 30 cm</b>                            | <b>b = 20 cm</b>              |

- les vérifications relatives aux exigences de l'RPA (art 7.5.1 du RPA 99/2003)

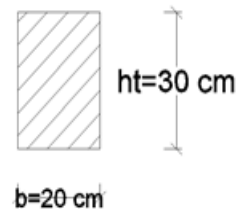
$b \geq 25 \text{ cm}$      $20 \geq 20 \text{ cm}$       condition est vérifié

$ht \geq 30 \text{ cm}$      $30 \geq 30 \text{ cm}$       condition est vérifier

$\frac{ht}{b} \leq 4$        $\frac{30}{20} = 1.50 \leq 4$       condition est vérifiées

Notre poutre a pour dimension (b× h) = (20 X 30) cm<sup>2</sup>

Poutre de chaînage



#### II.4.2.1. Evaluation des charges :

Figure 1\_section de la poutre Chainage

- Charges permanentes :

| N°                                     | Elément                  | Dimension [m] | Pds Volumique [KN/m3] | Pds surfacique [KN/m <sup>2</sup> ] |
|--|--------------------------|---------------|-----------------------|-------------------------------------|
| 1                                      | Pds planché              | 0.65/2        | 5,34                  | 1,74                                |
| 2                                      | pds propre de la poutre  | 0.20x0.30     | 25                    | 1,50                                |
| 3                                      | Pds Murs Extérieur Total | 3.06-0.20     | 1,3                   | 6.75                                |
| <b>Pds revenant poutre de Chainage</b> |                          |               |                       | <b>10</b>                           |

- Charge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times (0,65 / 2) = 0,488 \text{ KN / ml}$

#### II.4.2.2. Combinaison de charges :

A l'ELU :  $q_u = 1,35 \times 10 + 1,5 \times 0,488 = 14.232 \text{ KN/ml}$

A l'ELS :  $q_s = 10 + 0.488 = 10.488 \text{ KN/ml}$

### II.4.2.3. Calcul des efforts internes :

(a) A L'ELU :

- Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.232 \times 3.20}{2} = 22.771 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts internes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(0) = R_A = 22.771 \text{ KN} \\ T_Y(3.50) = -R_B = -22.771 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14.232 \times 3.20^2}{8} = 18.217 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

Moment en travée :  $M_{tr} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 18.217 = 15.484 \text{ KN.m}$

Moment aux appuis :  $M_{ap} = -0,35 M_0 = -0,35 \times 18.217 = -6.376 \text{ KN.m}$

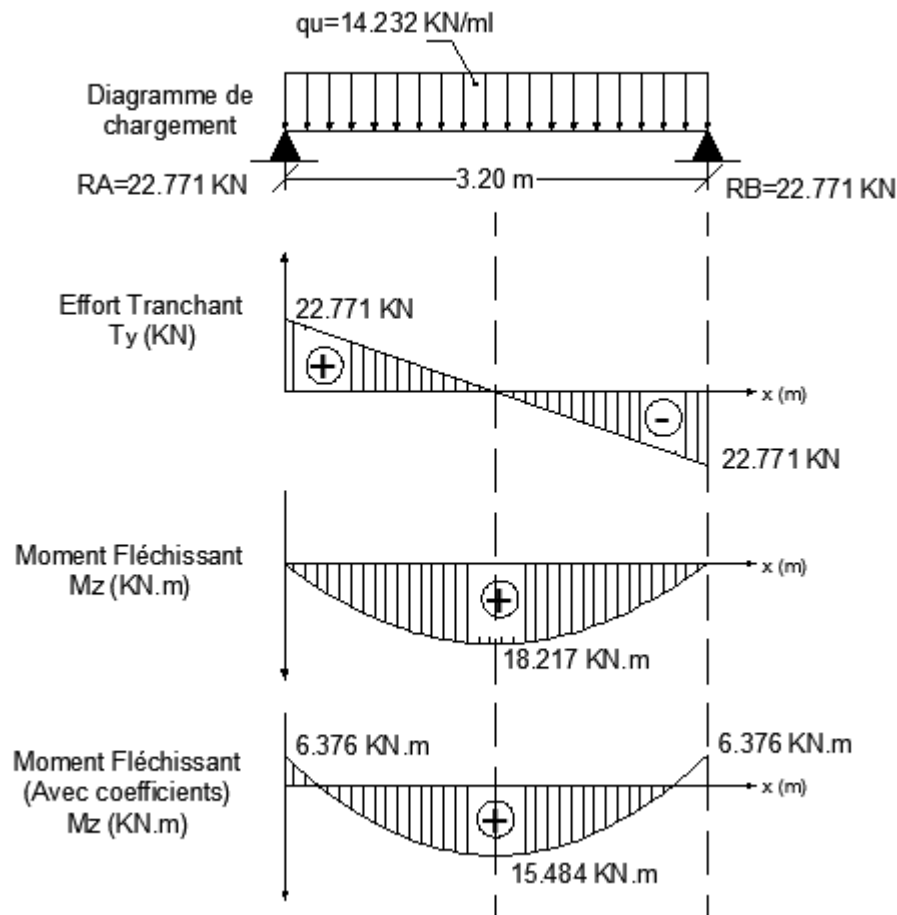


Figure II.15\_Diagramme des efforts internes à l'ELU

**(b) A L'ELS :**

➤ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10.488 \times 3.20}{2} = 16.78 \text{ KN}$$

➤ Calcul des efforts internes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(0) = 16.78 \text{ KN} \\ T_Y(3.50) = -16.78 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.488 \times 3.20^2}{8} = 13.424 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :  $M_{tr} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 13.424 = 11.41 \text{ KN.m}$

Moment aux appuis :  $M_{ap} = -0,35 M_0 = -0,35 \times 13.424 = -4.67 \text{ KN.m}$

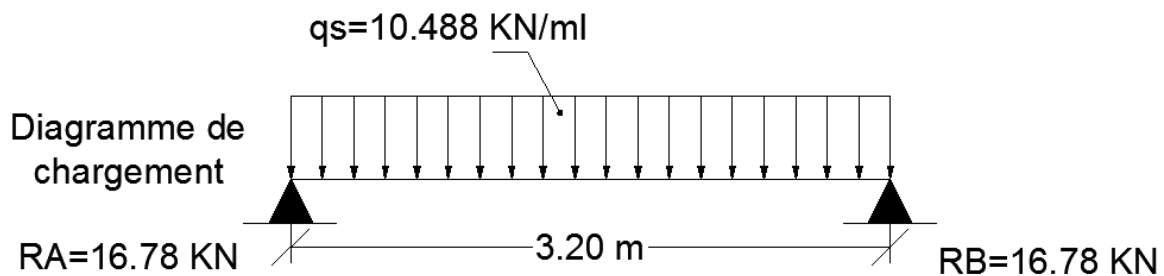


Figure II.16\_Chargement et réaction d'appuis à l'ELS

Après les calculs on a su que le cas le plus défavorable est dans la poutre de chaînage pour porte à faux, alors on adapte ce dernier ferrailage pour les deux poutres.

**II.4.3. Calcul des armatures a ELU :****II.4.3.1. Armatures longitudinales**

En Appuis : Données :

$$M_A = 6.376 \text{ [KN.m]} \quad h=30 \text{ [cm]} \quad b=25 \text{ [cm]} \quad c=2 \text{ [cm]} \quad d=h-c=28 \text{ [cm]}$$

Calcul :

$$\mu_b = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.376 \cdot 10^2}{25 \cdot 28^2 \cdot 1.42} \quad \mu_b = 0.0229 \quad \beta = 0.988$$

$$\mu_b = 0.0229 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Section Simplement Armée (S.S.A)}$$

$$A_u = \frac{M_A}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.376 \cdot 10^2}{0.988 \cdot 28 \cdot 34.8} \quad A_u = 0.662 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit en Prend 3HA12= 3.39 [cm<sup>2</sup>]

En Travée : Données :

$$M_t = 15.484 \text{ [KN.m]} \quad h=30 \text{ [cm]} \quad b=25 \text{ [cm]} \quad c=2 \text{ [cm]} \quad d=h-c=28 \text{ [cm]}$$

Calcul :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15.484 \cdot 10^2}{25 \cdot 28^2 \cdot 1.42} \quad \mu_b = 0.0556 \quad \beta = 0.9714$$

$$\mu_b = 0.0556 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Section Simplement Armée (S.S.A)}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15.484 \cdot 10^2}{0.9714 \cdot 28 \cdot 34.8} \quad A_u = 1.635 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit en Prend 3HA12= 3.39 [cm<sup>2</sup>]

Récapitulatifs des Résultats :

|           | $M_u$  | $\mu_b$ | $\beta$ | $A_u$ | $A_u$ Adoptée |
|-----------|--------|---------|---------|-------|---------------|
| En Appuis | 15.484 | 0.0229  | 0.988   | 0.662 | 3HA12=3.39    |
| En Travée | 6.376  | 0.0556  | 0.9714  | 1.635 | 3HA12= 3.39   |

**II.4.3.2. Armatures transversales (art.A.7.2.2 / BAEL91 modifiées 99) :**

Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\} \quad \phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{250}{10}, 12 \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On opte pour :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  (1 cadre + 1 étrier)

**II.4.3.3. Espacement : ( Art. A .5 .1, 22, BAEL 91 modifiées 99) :**

$$S_{t_{\max}} \leq \min \{0,9.d, 40\text{cm}\} = \min \{25,2; 40\text{cm}\} = 25,2\text{cm}$$

On opte pour :  $S_{t_{\max}} = 25\text{cm}$

Selon le RPA 99 mod 2003 (Art 7.5-2) :

L'espacement doit vérifier :

Aux appuis :  $st \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi \right) = \min (7,5; 14,4)$

$$S_t = 7,5 \text{ cm} = 7 \text{ cm}$$

En travée :  $st \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$

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

**II.4.4. Vérification à l'ELU :****II.4.4.1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99/ Art A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,39 \text{ cm}^2, A_a = 3,39 \text{ cm}^2) \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**II.4.4.2. Vérification de l'effort tranchant (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{22.771 \times 1000}{200 \times 280} = 0,406 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,406 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

**II.4.4.3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99 :**

(a) Sur le béton :

$$V_u < \bar{V}_u; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 280 \times 200 = 336000 \text{ N}$$

$$V_u = 22.771 \text{ KN} < \bar{V}_u = 336 \text{ KN}$$

## (b) Sur l'acier :

$$A_{\min} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \gamma_{ec} \quad H = \frac{M_{a\max}}{0,9.d}$$

$$A_{\min} \geq \frac{1,15}{400} (22.771 \times 10^3 + \frac{15.484 \times 10^6}{0,9 \times 280}) \longrightarrow A_{\min} = 0,24 \text{ cm}^2$$

On a  $A_p = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Les armatures calculées sont suffisantes.

**II.4.4.4. Calcul l'ancrage des barre (Art : A. 6 .1 .2 /BAEL 91 modifiées 99):**

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s f_{t28} = 1,89 \text{ MPa} \quad L_s = \frac{f_e}{4\tau} \Phi = 52,90 \Phi$$

$$L_s = 63,49 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 65 \text{ cm}$$

**II.4.4.5. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i$$

$\sum u_i$  somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = 3 \times \pi \times \Phi \quad \sum u_i = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.771 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

**II.4.5. Vérification à l'ELS****II.4.5.1. Vérification des contraintes du béton et de l'acier**

## (a) Aux appuis :

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100 A^a}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} \quad \rho_1 = 0,605$$

$$\left. \begin{array}{l} K_1 = 28,48 \\ \beta_1 = 0,885 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4,67 \times 10^3}{0,885 \times 28 \times 3,14} = 60,018 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 60,018 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$** 

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{60,018}{28,48} = 2,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

## (b) En travée :

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100 A^t}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605$$

$$\left. \begin{array}{l} K_1 = 28,48 \\ \beta_1 = 0,885 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.41 \cdot 10^3}{0.885 \times 28 \times 3.14} = 146.64 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 146.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- *Contrainte dans le béton :*

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{C28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{146.64}{28.48} = 5.148 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.148 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### II.4.5.2. Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.7.5 BAEL 91 modifiée 99).

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{12}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{320} = 0.093 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition Vérifier.}$$

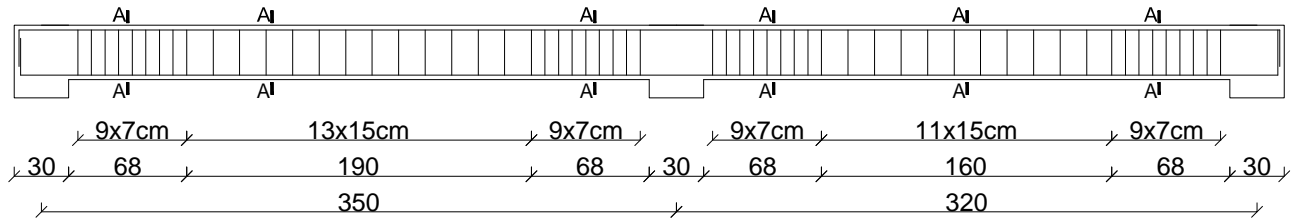
$$\frac{h}{L} = \frac{30}{320} = 0.093 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{11.41}{10 \cdot 13.424} = 0.085 \quad \text{Condition Vérifier.}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} = \frac{3.39}{20 \cdot 28} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition Vérifier.}$$

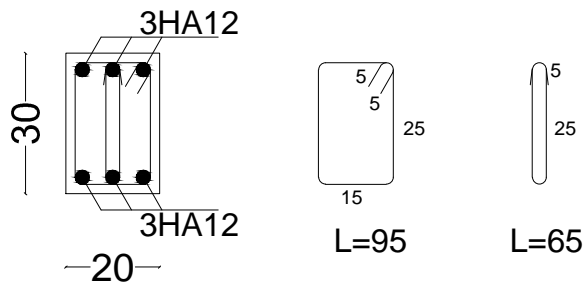
**Conclusion :** tous les Conditions de la flèche sont vérifier donc en n'as pas besoin de la calculer

# Plan Ferrailage Poutre Chainage

## Poutre Chainage



## Coupe A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**  
ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN  
R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE  
D'HABITATION ET COMMERCE

**TITRE:**  
- Plan Ferrailage Poutre Chainage

**DOSSIER:** GENIE CIVIL

**PLANCHE:** N°04

**ECHELLE:** 1/50

**DESSINE PAR:**  
Mr.MEHLIOUB Mohand Oussalem  
Mr.MATOUB Mohammed

**ENCADRE PAR:**  
Mr.DERRADJ.M

**PROMOTION:**  
2017/2018

### I.5. la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 2.70 m (entre nus d'appuis).

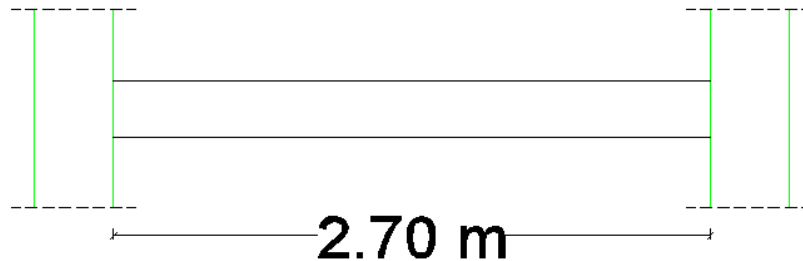


Figure II.17\_Schéma de la poutre

#### I.5.1. Pré dimensionnement

La poutre palière est conçue pour supporter et transmettre les charges, ses dimensions sont données par les relations suivantes :

$$ht : \text{ hauteur } \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \quad b : \text{ largeur } 0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$$

L : la portée libre entre nus d'appuis

|                       | hauteur                                      | largeur                       |
|-----------------------|--|-------------------------------|
| Application numérique | $\frac{270}{15} \leq ht \leq \frac{270}{10}$ | $0.4(30) \leq b \leq 0.7(30)$ |
|                       | $18 \leq ht \leq 27$                         | $12 \leq b \leq 21$           |
| Valeur Prise          | <b>ht = 30 cm</b>                            | <b>b = 20 cm</b>              |

- les vérifications relatives aux exigences de l'RPA (art 7.5.1 du RPA 99)

$$b \geq 25 \text{ cm} \quad 20 \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition est vérifié}$$

$$ht \geq 30 \text{ cm} \quad 30 \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition est vérifié}$$

$$\frac{ht}{b} \leq 4 \quad \frac{30}{20} = 1.50 \leq 4 \quad \text{condition est vérifiées}$$

Notre poutre a pour dimension (b × h) = (20 X 30) cm<sup>2</sup>

Poutre Palière

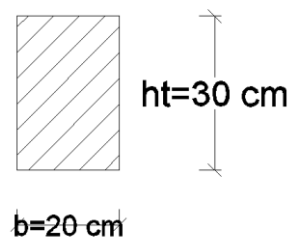


Figure II.18\_section de la poutre palière

#### I.5.2. Détermination des charges :

$$\text{- Poids propre de la poutre : } G_p = 25 * 0.20 * 0.30 \quad \mathbf{G_p = 1.50 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{- Réaction du palier à l'ELU : } \mathbf{R_U = 24.86 \text{ KN}} \quad \{\text{Calculer dans la section Escalier}\}$$

$$\text{- Réaction du palier à l'ELS : } \mathbf{R_S = 17.93 \text{ KN}} \quad \{\text{Calculer dans la section Escalier}\}$$

#### I.5.3. Calcul à l'ELU :

- Calcul des efforts internes :

$$q_U = 1.35 * G + R_U = 1.35(1.50) + 24.86$$

$$\mathbf{q_U = 26.88 \text{ KN/ml}}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{26.88 \cdot (2.70^2)}{8}$$

$$M_u = 24.50 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{26.88 \cdot 2.70}{2}$$

$$T_u = 36.29 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3M_u = -7.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 20.82 \text{ KN.m}$$

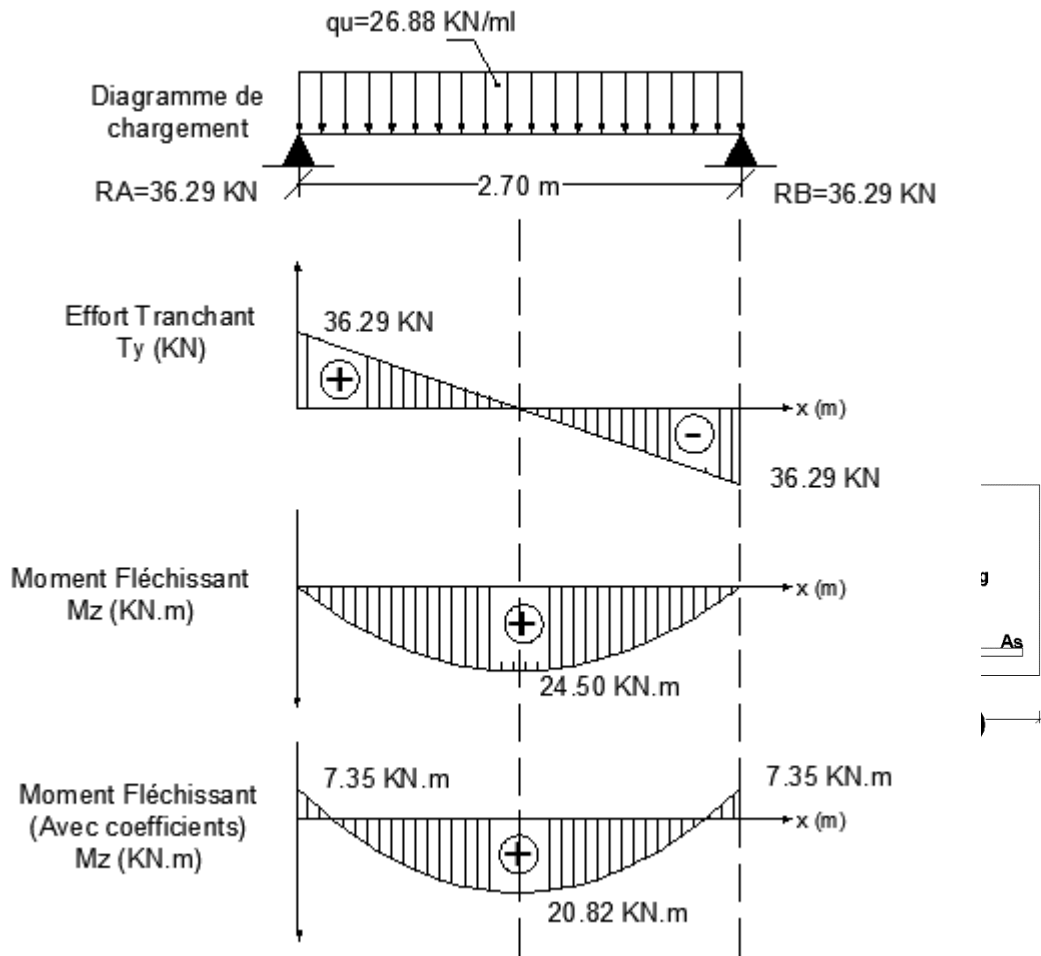


Figure II.19\_Diagramme des efforts internes à l'ELU

## I.5.4. Ferrailage :

### I.5.4.1. En Appuis :

Données :  $M_A = 7.35 \text{ [KN.m]}$

$h=30 \text{ [cm]}$      $b=20 \text{ [cm]}$

$c=2 \text{ [cm]}$      $d=h-c=28 \text{ [cm]}$

Calcul :

$$\mu_b = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.35 \cdot 10^2}{20 \cdot 28^2 \cdot 1.42} \quad \mu_b = 0.0330 \quad \beta = 0.983$$

$$\mu_b = 0.0330 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Section Simplement Armée (S.S.A)}$$

$$A_u = \frac{M_A}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.35 \cdot 10^2}{0.983 \cdot 28 \cdot 34.8} \quad A_u = 0.767 [\text{cm}^2]$$

Soit en Prend 3HA10 = 2.35 [cm<sup>2</sup>]

#### I.5.4.2. En Travée :

Données :  $M_T = 20.82$  [KN.m]

$h=30$  [cm]  $b=20$  [cm]

$c=2$  [cm]  $d=h-c=28$  [cm]

Calcul :

$$\mu_b = \frac{M_T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20.82 \cdot 10^2}{20 \cdot 28^2 \cdot 1.42} \quad \mu_b = 0.0935 \quad \beta = 0.981$$

$\mu_b = 0.1113 < \mu_l = 0.392$  Section Simplement Armée (S.S.A)

$$A_u = \frac{M_T}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.82 \cdot 10^2}{0.981 \cdot 28 \cdot 34.8} \quad A_u = 2.17 [\text{cm}^2]$$

Soit en Prend 3HA14 = 4.62 [cm<sup>2</sup>]

#### I.5.5. Vérification à l'ELU :

(a) Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL) :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 20 \cdot 28 \cdot \frac{2.1}{400} \quad A_{min} = 0.676 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,676 \text{ cm}^2$

Aux appuis :  $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,676 \text{ cm}^2$

⇒ La condition est vérifiée.

(b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \left\{ \frac{0.15 \cdot 25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa} \right. \right. \left. \left. \begin{array}{l} 5 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{ {Fissuration Préjudiciable} } \right.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{36.29 \cdot 10^3}{200 \cdot 280} = 0.648 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.648 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$  La Condition est vérifiée.

(c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Sigma u_i$  : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot 3.14 \cdot 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{u \max}}{0.9 d \Sigma u_i} = \frac{36.29 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 280 \cdot 94.2} = 1.52 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$  condition vérifiée.

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

**(d) Enclage des barres :**

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

$$\tau_{se} = 1.52 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2.835 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**(e) Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{36.29 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.641 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\{0.13f_{t28}, 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

**(f) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :****- Influence sur le béton :**

$$T_u = 36.29 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times bd \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 36.29 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 200 \times 280 \frac{25}{1.5} = 336 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**- Influence sur les armatures inférieures :**

$$A_u = 4.62 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 36.29 + \frac{7.35}{0.9 \times 28} \right) = 0.105 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_u = 0.105 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**(g) Calcul des armatures transversales :**

a-Diamètre :  $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{20}{10}, 12 \right\} = \min \{ 8, 20, 12 \} = 8 \text{ mm}$$

Nous prenons :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

b-Espacement :  $S_{t \max} \leq \min\{0.9d, 40 \text{ cm}\} = S_{t \max} \leq \min\{25.2, 40 \text{ cm}\} = 25.2 \text{ cm}$

Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$

Selon le RPA 99/2003 (Art 7.5-2) L'espacement doit vérifier :

**- Aux appuis :**

$$st \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\phi, 30 \right) = \min(7.5, 12, 30) \quad \text{Soit } St = 7 \text{ cm}$$

**- En travée :**

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

**(h) Ancrage des barres :**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

Forfaitairement :  $L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$ .

### I.5.6. Calcul à l'ELS :

#### I.5.6.1. Calcul des efforts internes :

$$q_s = G + R_u = 1.50 + 17.93 \quad q_s = 19.43 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{19.43 \cdot (2.70)^2}{8}$$

$$M_s = 17.70 \text{ KN.m}$$

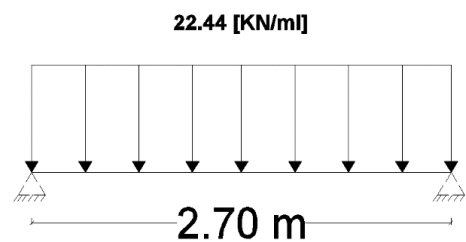
Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{19.43 \cdot 2.70}{2} \quad T_u = 26.23 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{\text{sap}} = -0.3M_s = -5.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{str}} = 0.85M_s = 15.04 \text{ KN.m}$$



#### I.5.6.2. Vérification des contraintes :

Etat limite de compression du béton :

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

- Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 2.35}{20 \cdot 28} \quad \rho = 0.419 \quad \beta_1 = 0.901 \quad k_1 = 35.50$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{6.135 \cdot 10^6}{0.901 \cdot 280 \cdot 235} \quad \sigma_s = 103.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{103.48}{35.50} \quad \sigma_b = 2.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

- En travée :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 4.62}{20 \cdot 28} \quad \rho = 0.825 \quad \beta_1 = 0.870 \quad k_1 = 23.56$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{15.04 \cdot 10^6}{0.870 \cdot 280 \cdot 462} \quad \sigma_s = 133.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{133.63}{23.56} \quad \sigma_b = 5.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifier}$$

#### I.5.6.3. Vérification de la flèche :

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{12}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{270} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition Vérifier.

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{270} = 0.11 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{15.04}{10 \cdot 17.70} = 0.084$$

Condition Vérifier.

$$\frac{A_{st}}{bd} = \frac{4.62}{20 \cdot 28} = 0.0082 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition Vérifier.

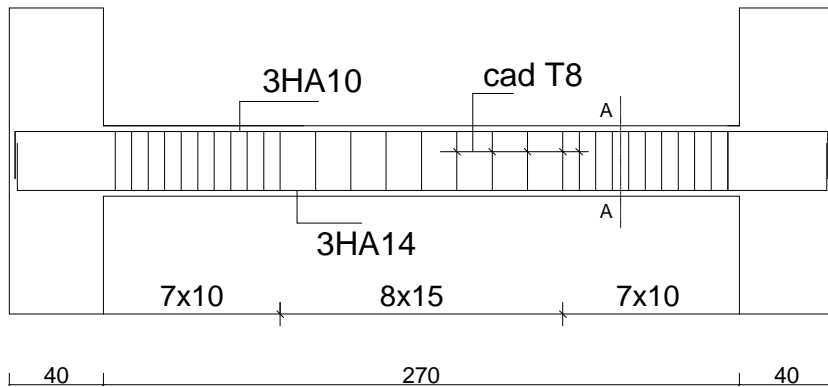
Conclusion : tous les Conditions de la flèche sont vérifier donc en n'as pas besoin de la calculer

#### I.5.6.4. Etat limite de déformation :

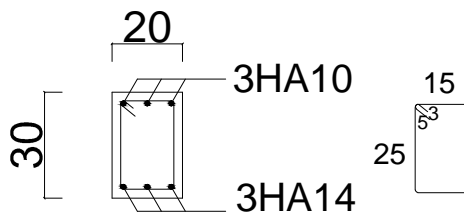
La fissuration étant peu nuisible  $\Rightarrow$  la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

# Plan Ferrailage Poutre Palière

poutre paliere



coupe A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**  
ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN  
R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE  
D'HABITATION ET COMMERCE

**TITRE:**  
- Plan Ferrailage Poutre Palière

**DOSSIER:** GENIE CIVIL

**PLANCHE:** N°05

**ECHELLE:** 1/50

**DESSINE PAR:**  
Mr.MEHLOUB Mohand Oussalem  
Mr.MATOUB Mohammed

**ENCADRE PAR:**  
Mr.DERRADJ.M

**PROMOTION:**  
2017/2018

## II.6. Etude de la toiture

### II.6.1. Introduction :

La charpente est l'ensemble des pièces en bois (panne, chevrons, liteaux...) qui portent la couverture, les charpentes présentent diverses formes et différentes pentes d'inclinaison suivant les régions et les types de couverture.

Notre bâtiment comporte une charpente en bois qui supporte une couverture en tuiles mécanique, elle représente plusieurs versants inclinée de 17.47° et 19.81 °.

### II.6.2. Détermination des charges : (DTR BC.2.2)

#### ➤ Charge permanente :

Poids propre des tuiles et des liteaux :  $G_t = 0.45 \text{ KN/m}^2$

Poids propre des pannes et des chevrons :  $G_p = 0.1 \text{ KN/m}^2$

$\Rightarrow G = G_t + G_p = 0,45 + 0,1$   $G = 0,55 \text{ KN/m}^2$

➤ Charge d'exploitation : Poids de la neige :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

#### ➤ Combinaison des charges :

✓ A l'état limite ultime E.L.U :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$   
 $q_u = 1,35 \times 0,55 + 1,5 \times 1$   $q_u = 2,24 \text{ KN/m}^2$

✓ A l'état limite de service E.L.S :  $q_s = G + Q$   
 $q_s = 0,55 + 1$   $q_s = 1.55 \text{ KN/m}^2$

#### ➤ Choix des sections :

Le choix de section des éléments sont conditionnés par le marché, c'est pour cela que notre choix ce portera sur les sections le plus commercialisées.

On adoptera les sections suivantes :

- Les pannes (120 x 250) mm<sup>2</sup>
- Les chevrons (40 x 60) mm<sup>2</sup>
- Les liteaux (30 x 30) mm<sup>2</sup>

### II.6.3. Calcul des éléments de la toiture :

#### II.6.3.1. Calcul des pannes

##### (a) Définition :

Les pannes sont des pièces de bois horizontales appuyées sur les poutres, elles portent les chevrons. On distingue trois types de panne :

- La panne faîtière
- Les pannes sablières
- Les pannes intermédiaires (pannes courantes)

##### (b) Efforts revenant aux pannes :

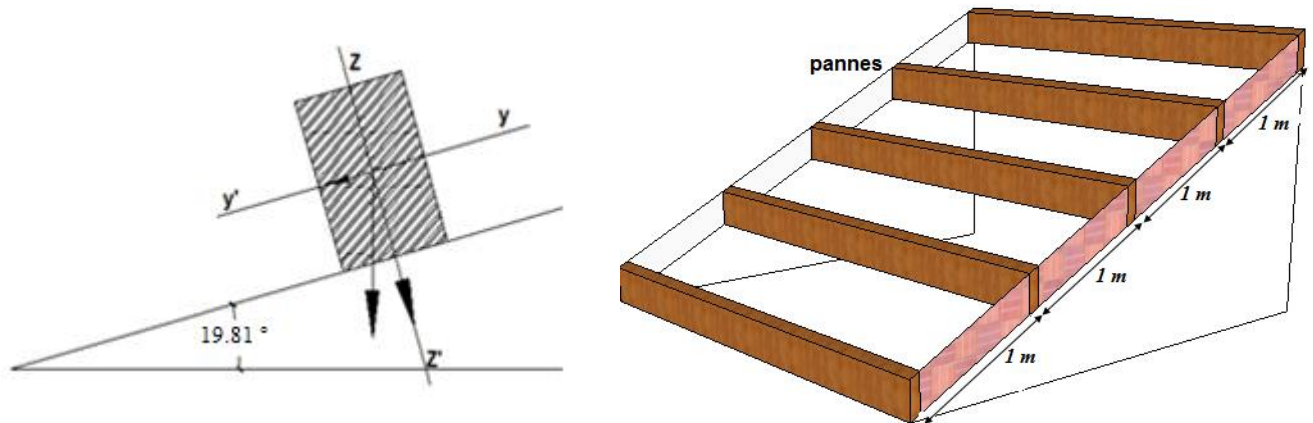
Espacement des pannes est prise égal à  $e_p = 1 \text{ m}$ .

La portée des pannes est de  $l = 3.5 \text{ m}$ .

$\Rightarrow q_p = q_u \times e_p = 2,24 \times 1 = 2,24 \text{ KN/ml}$

**(c) Dimensionnement de la panne :**

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge  $q_p$  :



**Figure III-34 :** Disposition des pannes sur les poutres.

**(d) Détermination de  $q_y$  ,  $q_z$  :**

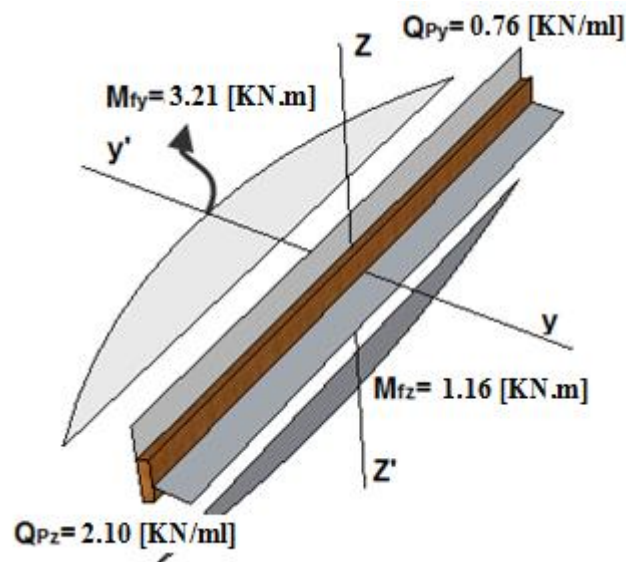
Suivant l'axe yy :  $q_y = q_p \sin \alpha = 2,24 \sin 19.81 = 0,76 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe zz :  $q_z = q_p \cos \alpha = 2,24 \cos 19.81 = 2.10 \text{ KN/ml}$

**Moments de flexion :**

Suivant yy :  $M_{fy} = q_{pz} \frac{L_p^2}{8} = 2,10 \times \frac{3.50^2}{8} = 3.21 \text{ KN.m}$

Suivant zz :  $M_{fz} = q_{py} \frac{L_p^2}{8} = 0,76 \times \frac{3.50^2}{8} = 1,16 \text{ KN.m}$



**Figure III-35 :** Diagramme des moments fléchissant sur les pannes.

## (e) Vérification des contraintes :

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f, \quad \text{Avec : } \sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}} \quad \text{et}$$

Le bois utilisé est le bois de Sapin de catégorie « I » et d'après les règles **CB71** la contrainte admissible est :  $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

## (f) Calcul des modules de résistance :

$$W_y = \frac{I_{yy}}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b h^2}{6} = \frac{12 \times 25^2}{6} = 1250 \text{ cm}^3$$

$$W_z = \frac{I_{zz}}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b h^2}{6} = \frac{12^2 \times 25}{6} = 600 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{3.21 \times 10^4}{1250} + \frac{1.16 \times 10^4}{600} = 45.01 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 45.01 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## (g) Vérification de la flèche DTR C2.46 chapitre 4.31 (Art 4.9.62 /CB71) :

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante **G+Q** :

- La flèche admissible de la panne est :  $\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{350}{300} = 1,16 \text{ cm}$

- La flèche réelle est donnée par cette formule :  $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 45.01 \times 350^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{25}{2}} = 0.35 \text{ cm}$$

$$f = 0.35 \text{ cm} < \bar{f} = 1.16 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

La section de la panne est admissible.

**II.6.3.2. Calcul des chevrons :**

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge  $q_c$ , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

## (a) Efforts revenant aux chevrons :

Espacement des chevrons est prise égal à  $e_p = 40 \text{ cm}$ .

La portée des chevrons est de  $l = 1 \text{ m}$ .

$$G_c = bh \times \rho \Rightarrow \rho_{\text{bois}} = 6,5 \text{ KN/m}^3$$

$$G_c = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 = 0,0156 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_c + G_{\text{lit}} = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 + 0,45 \times 0,4 = 0,324 \text{ KN/ml}$$

$$q_c = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,324 + 1,5 \times 0,4 \times 1 = 1,04 \text{ KN/ml}$$

## (b) Dimensionnement de chevron :

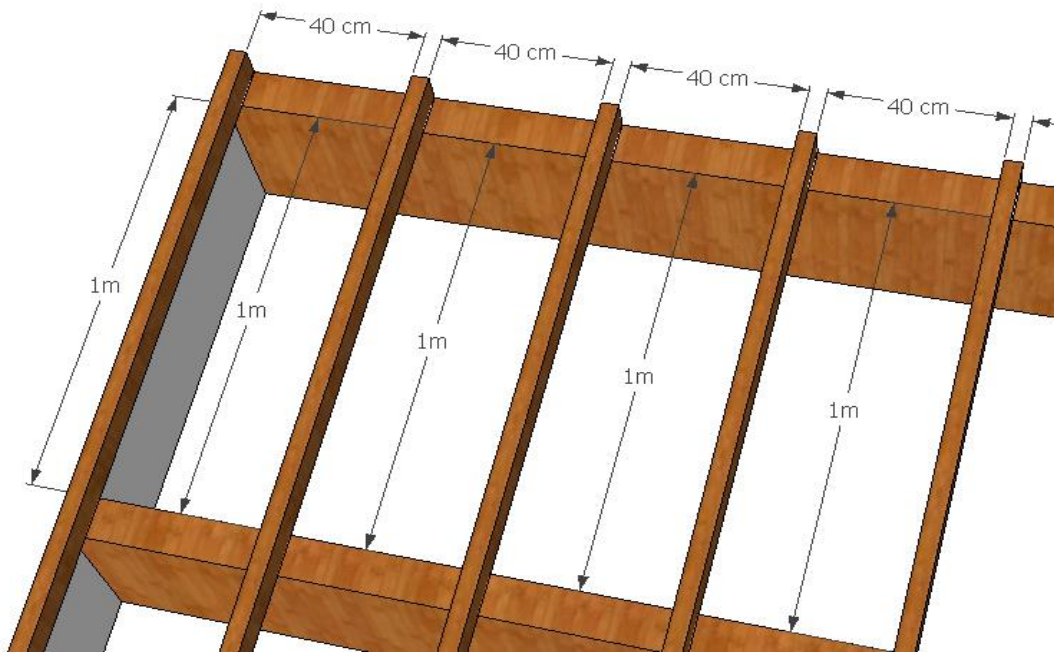


Figure III-36 : Disposition des chevrons sur les pannes.

## (c) Détermination des Moments fléchissant :

$$M_0 = q_c \frac{l_c^2}{8} = 1,04 \times \frac{1^2}{8} = 0,13 \text{ KN m}$$

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci les moments en travées ainsi qu'aux appuis :

- Aux appuis :  $M_f^a = 0,8 M_0 = 0,8 \times 0,13 = 0,104 \text{ KN m}$

- En travée :  $M_f^t = 0,66 M_0 = 0,66 \times 0,13 = 0,086 \text{ KN m}$

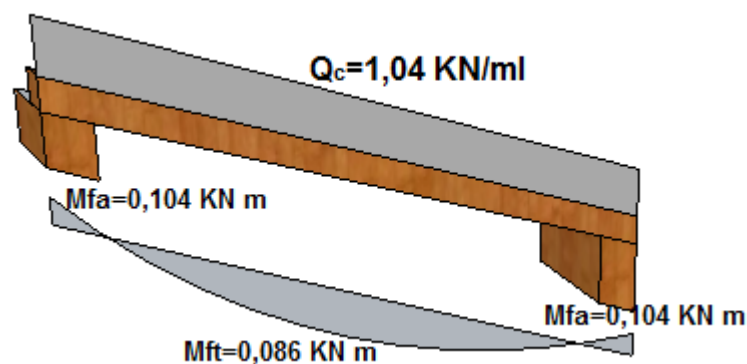


Figure 1\_Diagrammes des moments fléchissant sur les chevrons

## (d) Vérification des contraintes :

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f, \text{ Avec : } \sigma_f = \frac{M_f \times v}{I} \text{ et}$$

La contrainte admissible est  $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

## (e) Calcul des modules de résistance :

$$W = \frac{I}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{h/2} = \frac{b h^2}{6} = \frac{4 \times 6^2}{6} = 24 \text{ cm}^3$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_f^a = \frac{M_f^a}{W} = \frac{0,104 \times 10^4}{24} = 43,33 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f^a = 43,33 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\sigma_f^t = \frac{M_f^t}{W} = \frac{0,086 \times 10^4}{24} = 35,83 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f^t = 35,83 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

## (f) Vérification de la flèche :

Selon les règlements **CB71** la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture (tuiles, liteaux, chevrons,...).

- La flèche admissible des chevrons est  $\bar{f} = \frac{L_C}{200} = \frac{100}{200} = 0,50 \text{ cm}$

- La flèche réelle est donnée par cette formule :  $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2.$$

• **Aux appuis :**

$$f_a = \frac{5 \times \sigma_f^a \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 43,33 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{6}{2}} = 0,12 \text{ cm}$$

$$f = 0,12 \text{ cm} < \bar{f} = 0,50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée aux appuis.}$$

• **En travée :**

$$f_t = \frac{5 \times \sigma_f^t \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 35,83 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{6}{2}} = 0,095 \text{ cm}$$

$$f = 0,095 \text{ cm} < \bar{f} = 0,50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée en travée.}$$

La section de chevron est admissible.

**II.6.3.3. Calcul des liteaux :**

Le calcul des liteaux se fera en flexion déviée.

- **ELU :**  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,45 + 1,5 \times 1 = 2,10 \text{ KN/m}^2$

- **ELS :**  $q_s = G + Q = 0,45 + 1 = 1,45 \text{ KN/m}^2$

## (a) Efforts revenant aux liteaux :

Espacement des liteaux est prise égal à  $e_l = 32 \text{ cm}$ .La portée des liteaux est de  $l = 40 \text{ cm}$ .

$$q_l = q_u \times e_l = 2,10 \times 0,32 = 0,672 \text{ KN/ml}$$

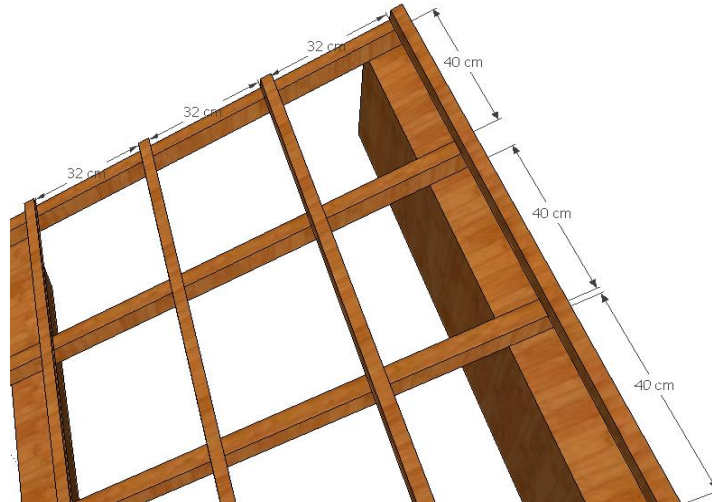
**(b) Dimensionnement des liteaux :**

Figure 2\_Disposition des liteaux sur les chevrons

**(c) Détermination de  $q_y$  ,  $q_z$  :**

- Suivant l'axe yy :  $q_{ly} = q_l \sin \alpha = 0,672 \sin 19,81 = \mathbf{0,227 KN/ml}$
- Suivant l'axe zz :  $q_{lz} = q_l \cos \alpha = 0,672 \cos 19,81 = \mathbf{0,632 KN/ml}$

**(d) Moments de flexion :**

- Suivant l'axe yy :  $M_{fy} = q_{lz} \frac{L_l^2}{8} = 0,632 \times \frac{0,4^2}{8} = \mathbf{0,01264 KN.m}$
- Suivant l'axe zz :  $M_{fz} = q_{ly} \frac{L_l^2}{8} = 0,227 \frac{0,4^2}{8} = \mathbf{0,00454 KN.m}$

**(e) Vérification des contraintes :**

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f, \text{ Avec : } \sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}}$$

La contrainte admissible est  $\bar{\sigma}_f = \mathbf{142 daN/cm^2}$

**(f) Calcul le module de résistance :**

$$W = \frac{I}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b h^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = \mathbf{4,5 cm^3}$$

$$\sigma_f = \frac{(0,01264 + 0,00454) \times 10^4}{4,5} = \mathbf{38,17 daN/cm^2}$$

$$\sigma_f = \mathbf{38,17 daN/cm^2} \leq \bar{\sigma}_f = \mathbf{142 daN/cm^2} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

**(g) Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante **G + Q** :

- La flèche admissible de la panne est  $\bar{f} = \frac{L_l}{200} = \frac{40}{200} = \mathbf{0,2 cm}$
- La flèche réelle est donnée par cette formule :  $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_l^2}{48 \times E_f \times h/2}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = \mathbf{131080,128 daN/cm^2}$$

$$f = \frac{5 \times 38.17 \times 40^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{3}{2}} = 0,032 \text{ cm}$$

$f = 0,032 \text{ cm} < \bar{f} = 0,2 \text{ cm}$  .. La flèche est vérifiée et la section du liteau est admissible.

### II.6.4. Assemblage de la charpente :

Un assemblage doit être en mesure de transmettre les sollicitations calculées (effort tranchant, moment fléchissant...), Entre les éléments de la toiture.

#### II.6.4.1. Types d'assemblages :

- Liaison par contacte bois sur bois transmettant essentiellement des efforts de compression, il s'agit d'un assemblage dit « traditionnels ».
- Liaison par organes d'assemblage : les organes d'assemblages comprennent notamment les organes de type tige, pointes, boulons, broches, vis ...etc.
- Assemblage collés.

Dans notre projet nous optons pour un assemblage cloué, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles.

#### *Assemblage Cloué (traditionnels) : règles de calcul et de conception des charpentes en bois CB71/ Juin 84 Art 4,62-12*

Les assemblages traditionnels fonctionnent en mobilisant le contacte bois sur bois et le frottement dans la zone d'assemblage. Ils permettent principalement d'assurer la transmission des efforts de compression.

Art 4,62-12 C.B/71/Juin 84 : Il y'a intérêt pour éviter le fendage de prendre les précautions suivantes :

- Diminuer le nombre de cloue sur les fils.
- Commencer l'enfoncement des clous par les files extérieures et par les clous d'ordre pair.
- L'usage de clous à pointes coupées ou écrasées limite les risques de fendage, mais diminue la force portante des clous.

Le diamètre des pointes à utiliser sont en fonction des facteurs suivants :

- Epaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre.

Le diamètre «  $d$  » des pointes doit être faible que possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes :

|                                     | <i>Epaisseur (mm)</i>  | <i>Diamètre (mm)</i>  |
|-------------------------------------|------------------------|-----------------------|
| Bois tendre et bois frais de Sciage | $e \leq 30 \text{ mm}$ | $d \leq \frac{e}{7}$  |
|                                     | $e > 30 \text{ mm}$    | $d \leq \frac{e}{9}$  |
| Bois durs et Bois sec               | $e \leq 30 \text{ mm}$ | $d \leq \frac{e}{9}$  |
|                                     | $e > 30 \text{ mm}$    | $d \leq \frac{e}{11}$ |

**Tab III-10** : Diamètre des clous selon le type de bois utilisé.

$e$  : épaisseur de la pièce.

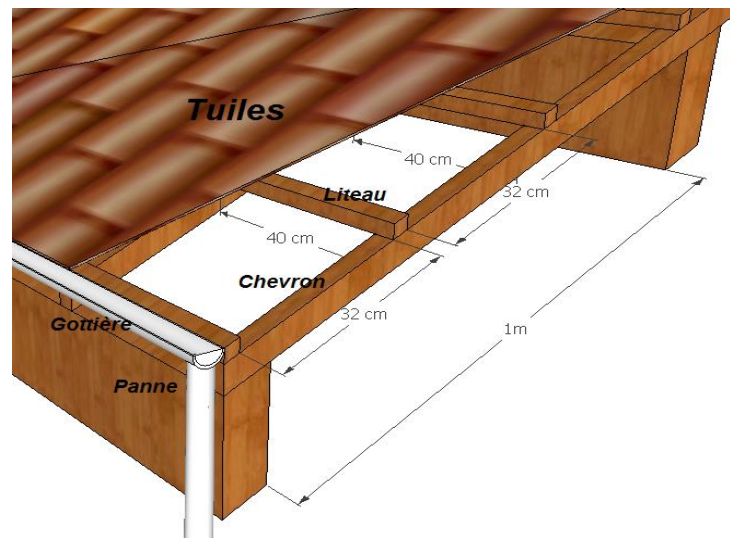
$d$  : diamètre des clous

Diamètre des clous qui seront utilisés pour les liteaux et les chevrons est :

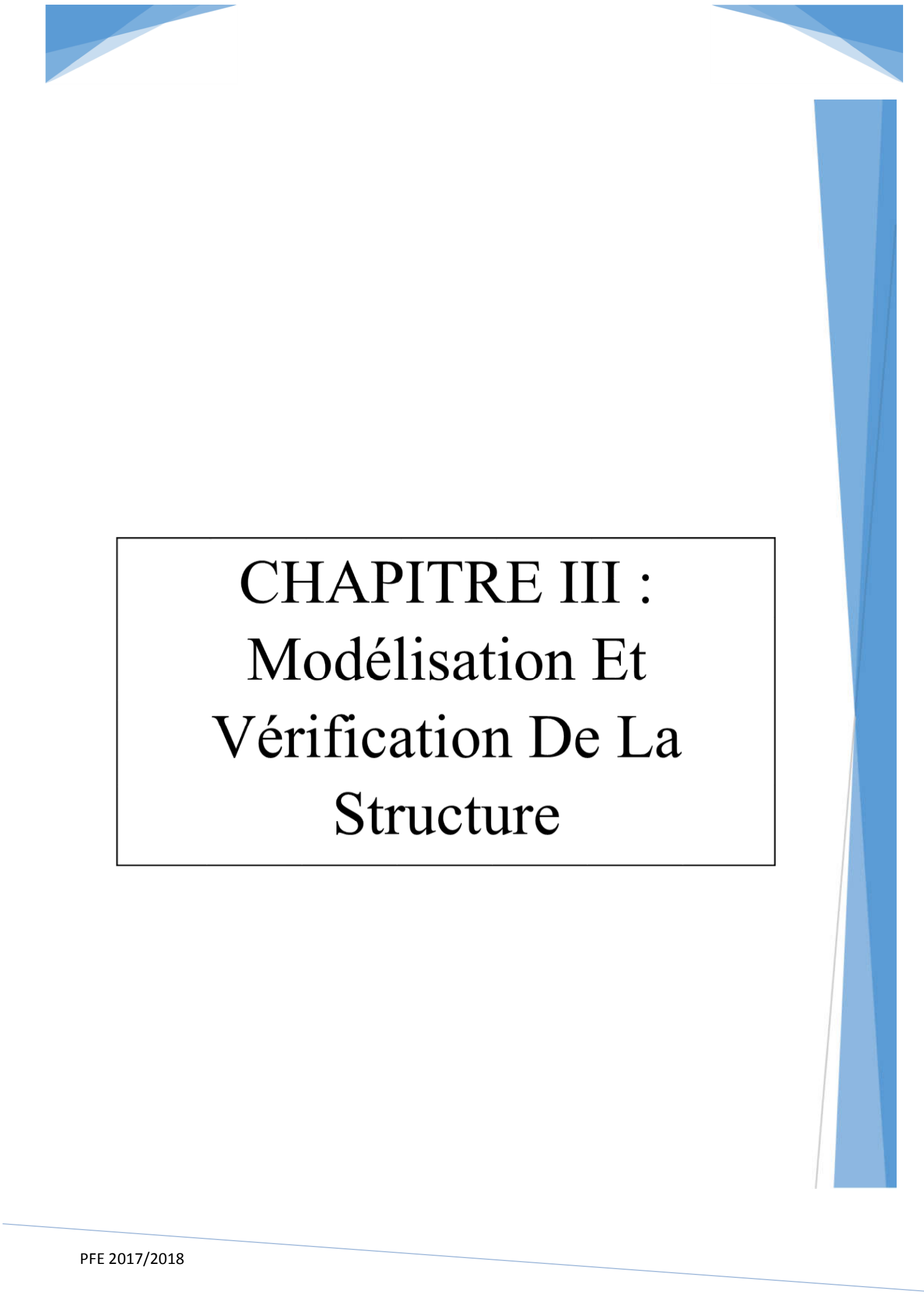
$$d \leq \frac{30}{7} = 4,28 \text{ mm}$$

**Remarque :**

- L'évacuation des eaux seront assurées par des gouttières qui sont prévues sur les rives de la toiture.
- Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.



**Figure 3** \_Disposition des différents éléments de la toiture



# CHAPITRE III : Modélisation Et Vérification De La Structure

### Introduction

Pour faire le calcul de la structure qui va nous permettre de déterminer le ferrailage des éléments structuraux et vérifier par la suite la stabilité du bâtiment. Dans ce qui suit nous allons mettre en évidence les démarches pour la modélisation de la structure pour son étude dynamique et les vérifications adéquate.

Sachant que la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul, l'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis, par exemple Robot, avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

## III.1. Les méthodes de calcul des forces sismique:

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### III.1.1. La méthode d'analyse modale spectrale.

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.

#### III.1.1.1. Principe :

Recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### III.1.1.2. Hypothèses :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

#### III.1.1.3. Détermination des paramètres à introduire dans l'analyse

**Le site :** d'après l'article 3.3 (RPA99version2003), en 'a un site meuble S3

**Usage :** d'après l'article 3.2 (RPA99version2003), Ouvrage courants Groupe 2

**Zone sismique :** d'après l'article 3.1 (RPA99version2003), en 'a une sismicité moyenne IIa.

**Amortissement :** d'après Tab 4.2 (RPA99version2003),  $\xi=10\%$

**Coefficient de comportement :** d'après Tab 4.3 (RPA99version2003), en 'a  $R=3,5$

**Facteur de qualité :** d'après Tab 4.4 (RPA99version2003), en 'a  $Pq=1,2$

**Coefficient de pondération :** d'après Tab 4.5 (RPA99version2003), en 'a  $\beta=0,20$

## III.2. Modélisation de la structure avec Robot Structure analyse

### III.2.1. Description Robot Structure analyse

*Autodesk Robot Structural Analysis Professional* (Robot) est un logiciel de calcul des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type: Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, plaques, Coques, Déformations planes. Et il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses Linéaires ou non-linéaires.

Ce logiciel permet une meilleure gestion des flux de travail, et, son interopérabilité avec *Revit Structure* augmente considérablement les possibilités et processus du *BIM* (modélisation des données du bâtiment). Les ingénieurs peuvent ainsi calculer et dimensionner plus rapidement des ouvrages et bâtiments, dans tous les domaines de la construction et du génie civil.

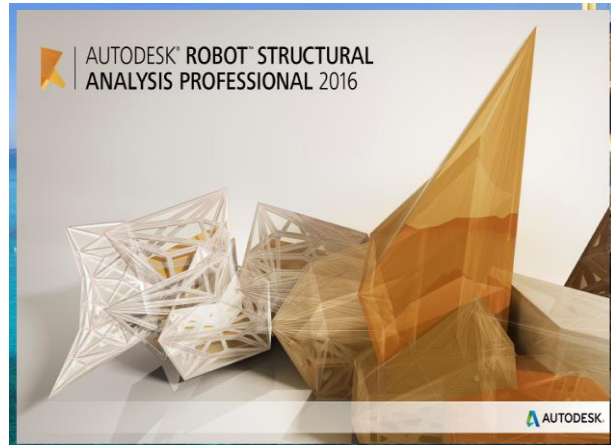


Figure III.1\_fenetre d'accueil du logiciel R.S.A 2016

### III.2.2. Définition du concept BIM (Building Information Model):

Le concept BIM se définit comme étant une méthode ou un processus permettant de générer et de gérer les données d'un bâtiment tout au long de son cycle de vie. Appuyé par un modèle 3D dynamique et intelligent, tous les intervenants impliqués dans l'architecture, l'ingénierie, la construction et la gestion du bâtiment peuvent communiquer plus efficacement entre eux, partager les informations et procéder à des modifications tout en mesurant les impacts durant l'ensemble des étapes de création du bâtiment permettant ainsi d'optimiser les coûts et les échéanciers.



Figure III.2\_Cycle de la technologie BIM

### III.2.3. Configuration Préalable

#### III.2.3.1. Définition du modèle de structure :

Après le lancement du logiciel (R.S.A), une fenêtre s'affiche, et elle permet de définir le type de la structure à étudier (choisir Etude coque),

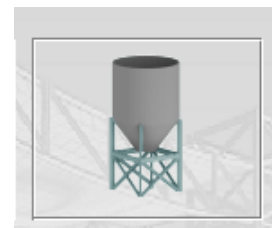


Figure III.3\_Icon Etude coque

### III.2.3.2. Configuration de l'espace de travail.

#### (a) Préférence de l'affaire

Dans robot, la configuration du logiciel est importante. Le paramétrage du logiciel se fait dans la boîte de dialogue : "préférence de l'affaire", les options disponibles dans cette boîte de dialogue permettent de personnaliser le mode de travail, la sélection des normes, des Catalogues des profilés, matériaux, ... etc.

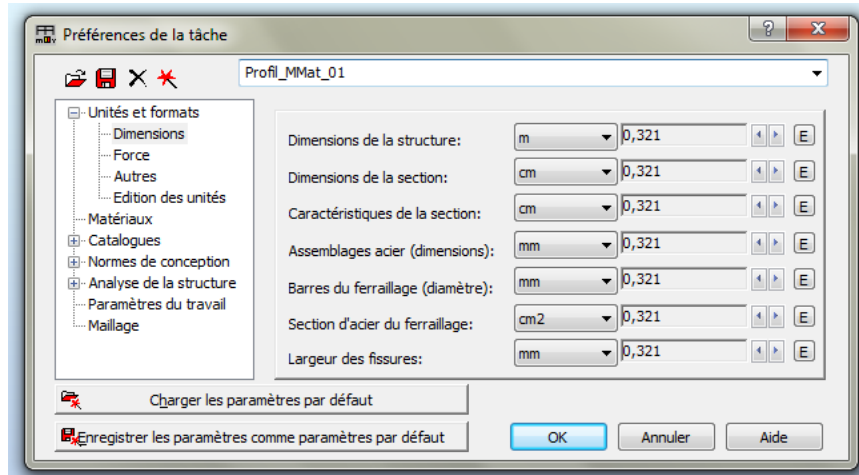


Figure III.4\_ Boite de dialogue préférence de l'affaire

#### (b) Le mode d'accrochage

La commande : menu déroulant >Outils>Mode d'accrochage du pointeur 

On décroche « la grille » dans « mode d'accrochage »


### III.2.4. Etape de Modélisation et d'analyse

Dans le but de l'étude de la structure et d'avoir les différents types de résultats de calcul besoin (efforts, déplacement, contraintes,...) en vas modéliser et configures l'analyse de la structure comme suit :

#### III.2.4.1. Etape modélisation de la structure

##### (a) Les lignes de construction (Axes)

Les lignes de constructions peuvent servir à : Définir les différents éléments de la structure, se référer aux composantes de la structure, afficher rapidement un plan de travail et sélectionner les éléments situés sur une ligne de construction.

La commande : menu déroulant >structure > ligne de construction. 

Les lignes de construction sont introduites dans la fenêtre ci-dessous dans un system de coordonnées cartésiennes.

1\_En introduit un nom aux lignes de construction.

2\_choisir l'axe l'un des axes 'X', 'Y' ou 'Z' à modifier.

3\_Introduit la position relative puis le nombre de répétition et espacement entre axe.

4\_Donner un nom 'Libellé' a l'axe (X1 ; X2 ;..) dans le sens 'X', (Y1 ; Y2 ;...) dans le sens 'Y' et Etage dans le sens 'Z'.

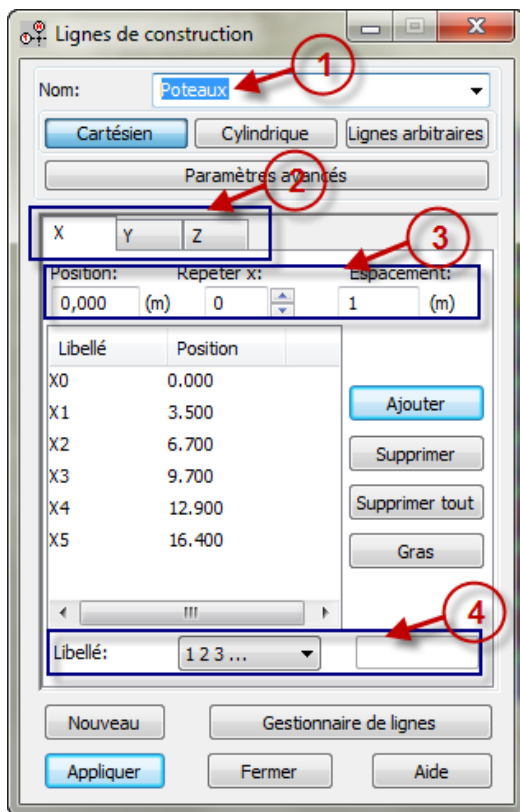


Figure III.5\_Fenêtre Ligne de construction

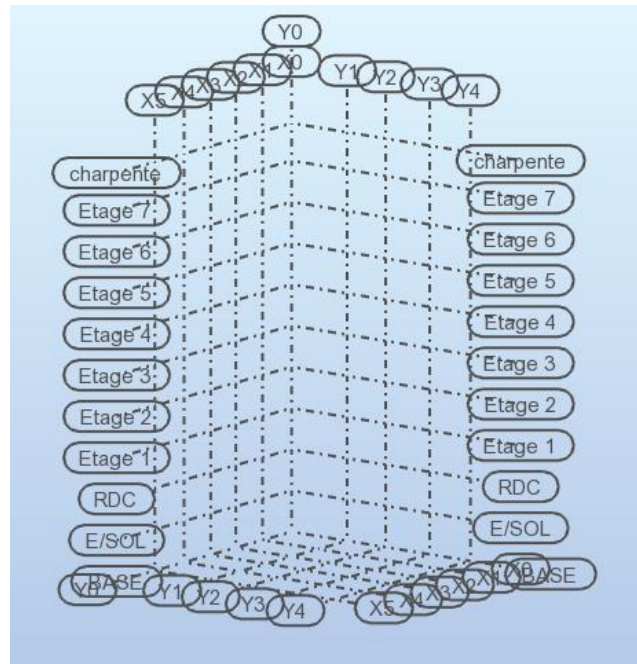


Figure III.6\_Zone de l'éditeur Graphique avec les lignes de constructions

## (b) Modélisation des éléments barres (poteaux, poutre)

### (i) Création des profilés :

Cette étape nous permet de définir les différentes sections Verticales (Poteaux) et horizontales (poutres) qui vont être utilisé dans la structure.

La commande : menu déroulant >Structure>Caractéristique>Profilés de barres



1\_Click sur crée nouveau profilé.

2\_en choisie le type de profilé « Poutre BA » ou « Poteau BA ».

3\_la nature du matériau pour le profilée a créé.

4\_Donner un nom Pour la poutre « PP 30x40 ».

5\_Introduire les dimensions en (cm) « b » et « h » du profilée.

6\_apres avoir cliqué sur ajouter le profiler s'ajoute à la liste des profilée qui vont être utilisé dans la modélisation.

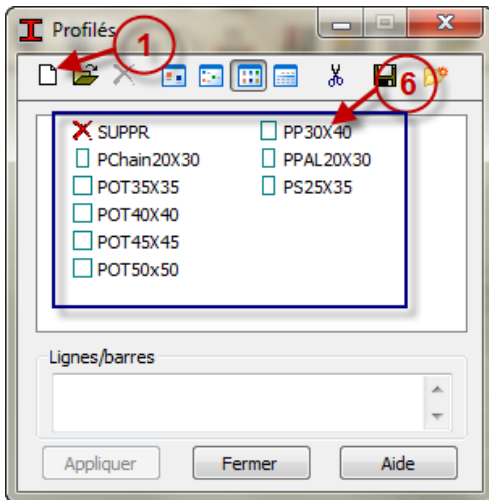


Figure III.7\_fenêtre Profilsés

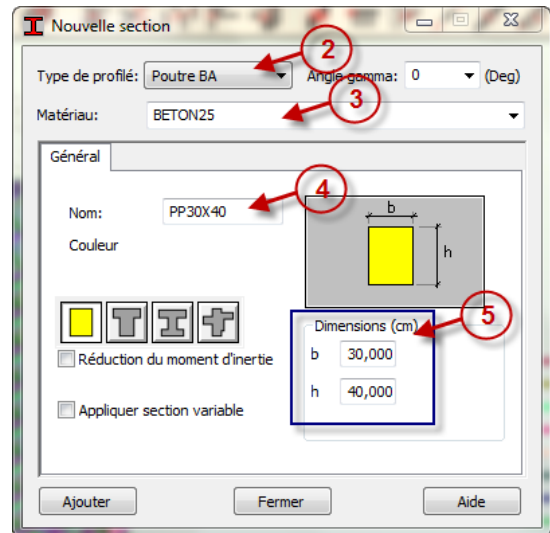


Figure III.8\_fenêtre Nouvelle section

**(ii) Modélisation des barres (Poteaux, Poutre) :**

La commande : menu déroulant >Structure>Poteaux (Poutre)

- 1\_Choisir le type de profilé
- 2\_ Choisir la section du poteau
- 3\_introduire manuellement ou sur le graphe les coordonnées du poteau à modélisé.
- 4\_preciser la hauteur du poteau en (m)
- 5\_le sens du poteau

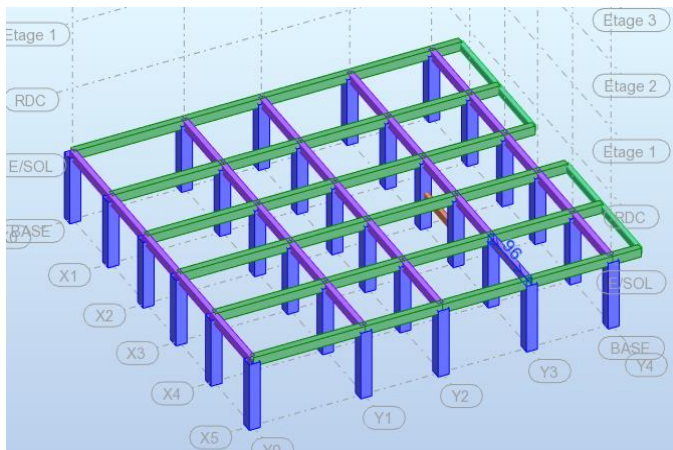


Figure III.10\_vue 3D des poteaux et poutres

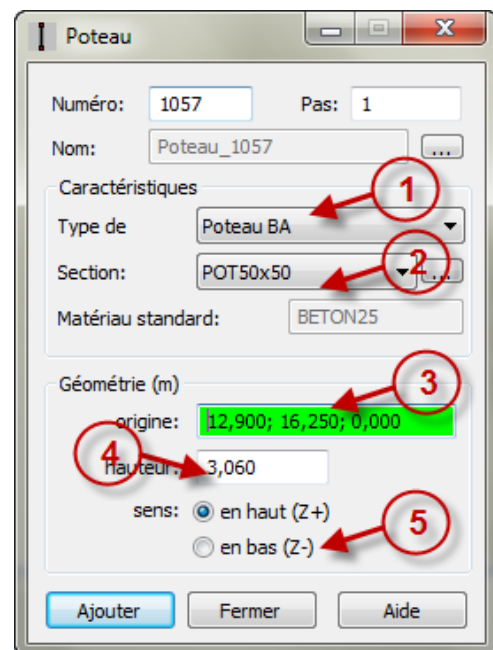



Figure III.9\_fenêtre Poteau

**(c) Cas de charge**

Définition des charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure

La commande : menu

déroulant >Chargements>cas de charge 

1\_En choisie un préfixe

2\_Preciser la nature de la charge

3\_Donner un nom a la charge

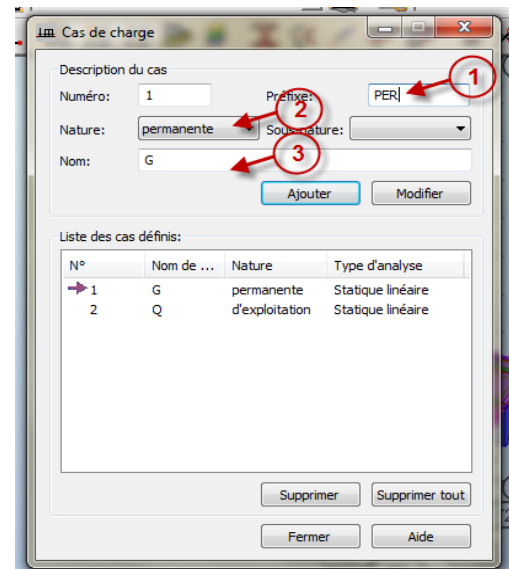


Figure III.11\_Fenêtre Cas de charge

**(d) Dalle et Voile****(i) Création des panneaux**

La commande : menu déroulant >Structure>Caractéristique>Épaisseur EF. 

1\_Click sur Définir Nouvelle épaisseur.

2\_En choisie entre l'ongle « Uniforme » pour les dalle plein et Voile ou l'ongle « Orthotrope » pour plancher corps creux.

3\_Donner un nom pour le panneau

4\_Introduire l'épaisseur en (cm)

5\_Preciser la nature du matériau pour le panneau.

6\_apres avoir cliqué sur ajouter le panneau s'ajoute à la liste des Epaisseurs EF qui vont être utilisé dans la modélisation.

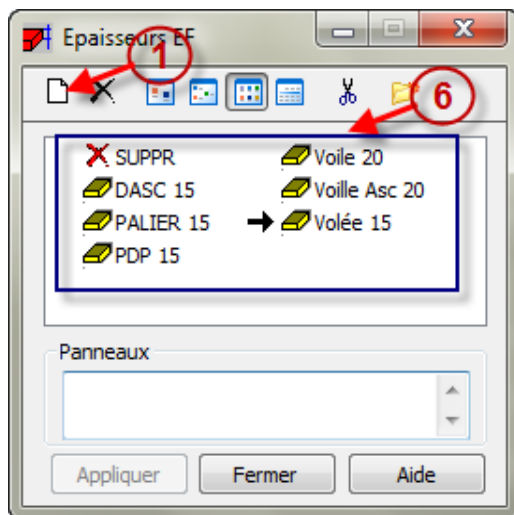


Figure III.13\_Fenêtre Epaisseurs EF

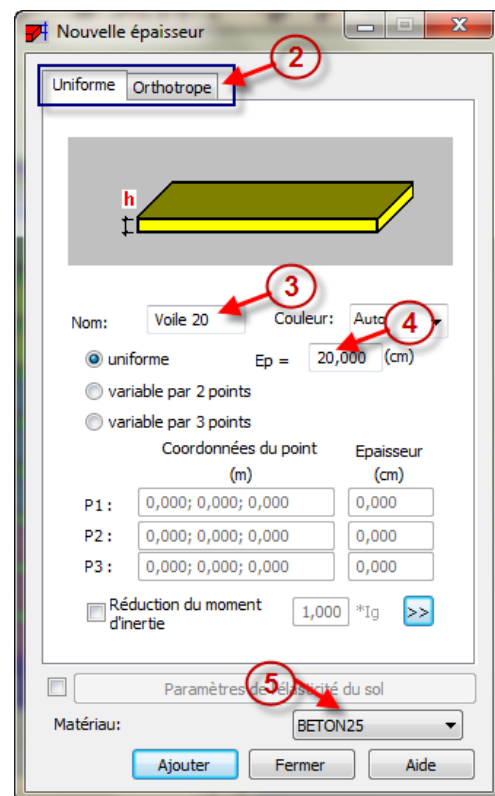


Figure III.12\_Fenêtre Nouvelle épaisseur

**(ii) Modélisation des panneaux****1er. Plancher Corp Creux**

La commande : menu déroulant >Structure>Bardage.

1\_ spécifier la répartition des Charges qui est la même que le sens des poutrelle

2\_ Choisir la méthode de définition « contour » pour la définition des contours des panneaux.

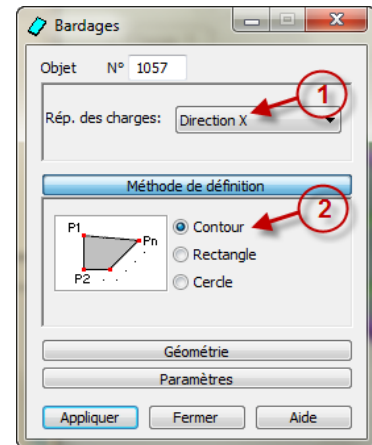


Figure III.14 \_fenêtre Bardages

**2e. Dalle plein, palier et volée**

La commande : menu déroulant >Structure>Planchers

1\_ Spécifier le panneau à utiliser pour la modélisation

2\_ choisir le modèle de calcul du panneau prendre « coque » pour les cas « palier, volée ,Plancher Dalle Plein et Dalle Ascenseur »

3\_ Choisir la méthode de définition « contour » pour la définition des contours des panneaux.

**3e. Voile**

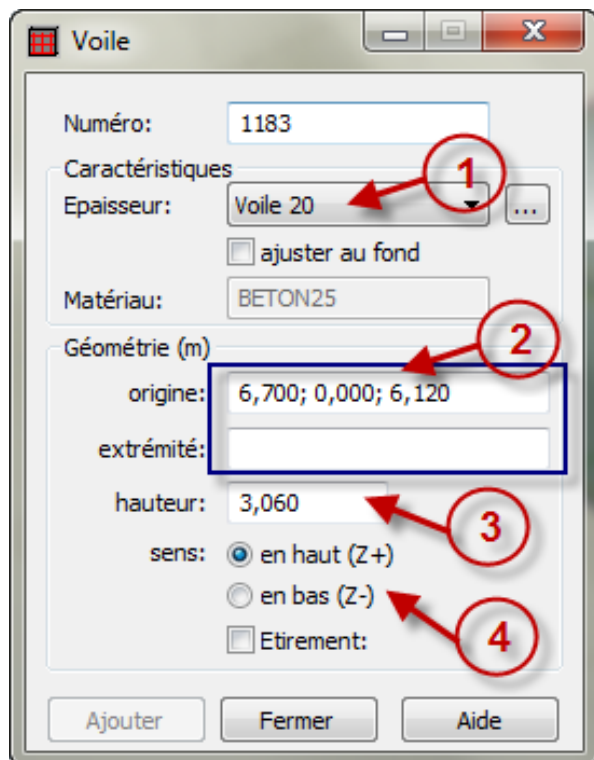
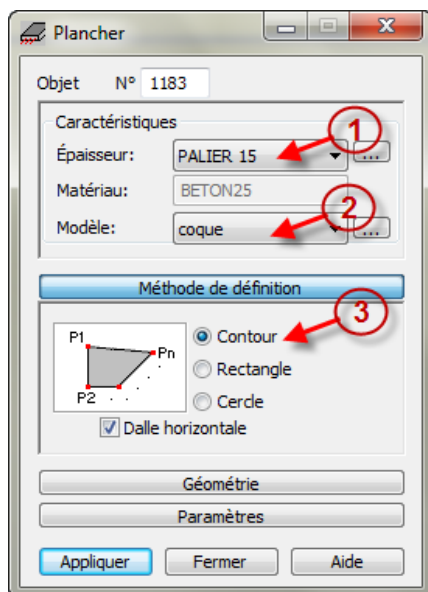
La commande : : menu déroulant >Structure>Voiles

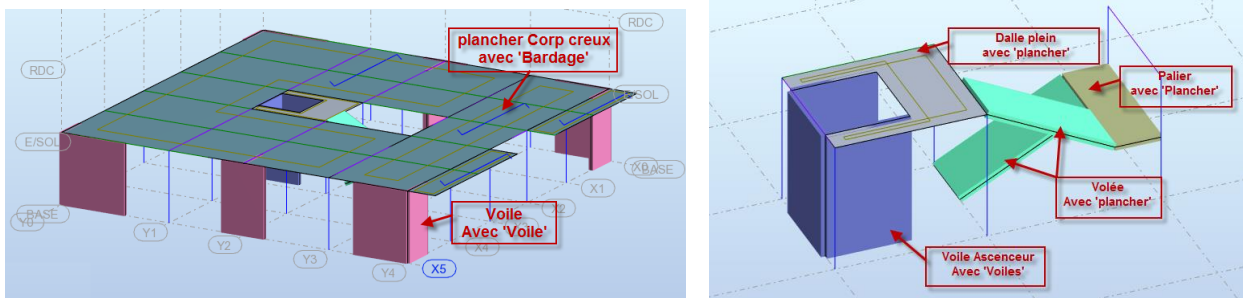
1\_ Spécifier le Voile à utiliser pour la modélisation

2\_ introduire manuellement ou sur le graphe la coordonnée d'origine et d'extrémité du Voile a modélisé.

3\_ préciser la hauteur du Voile en (m)

4\_ le sens du Voile (Z+)





### (iii) Application des Charges :

La boîte de dialogue charge sert à définir les charges pour les cas de charges créés

La commande : menu déroulant >Chargements>Définir charges.

1\_choisir le cas de charge 'G' pour charge permanente et 'Q' pour charge d'exploitation

2\_choisir l'angle selon la nature de la charge nodal, linéaire ou surfacique

3\_click sur charge surfacique uniforme

4\_Introduire la valeur de la charge avec signe (-) par rapport au repère globale

5\_selectionner les panneau a charger.

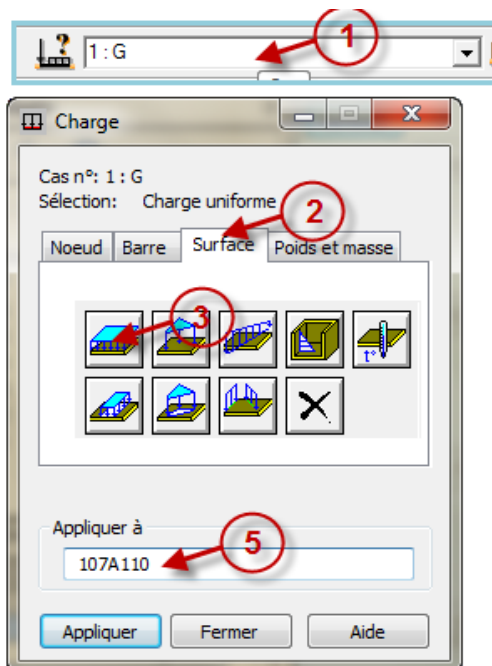


Figure III.15\_fenêtre charge

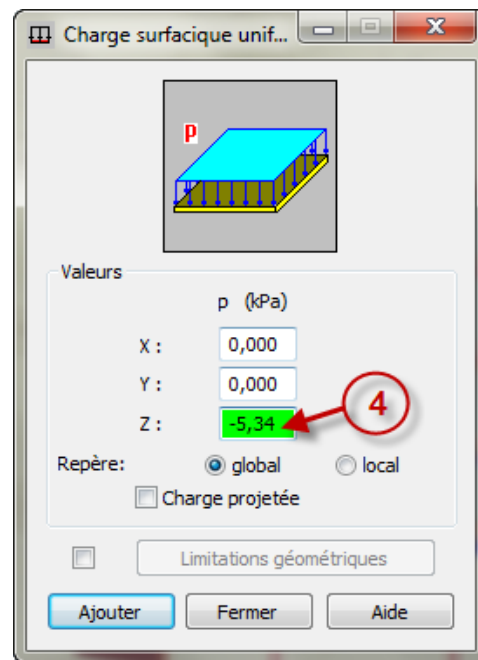


Figure III.16\_fenêtre charge surfacique uniforme

**(e) Liaison rigide**

Afin de satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide, on doit définir un Diaphragme rigide

La commande : menu déroulant >structure>caractéristique additionnelles>Liaisons rigides

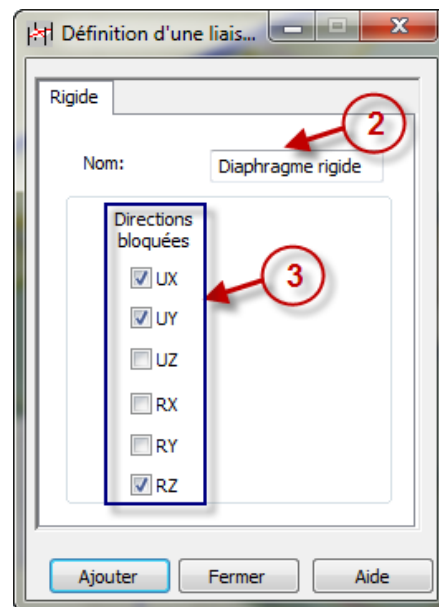
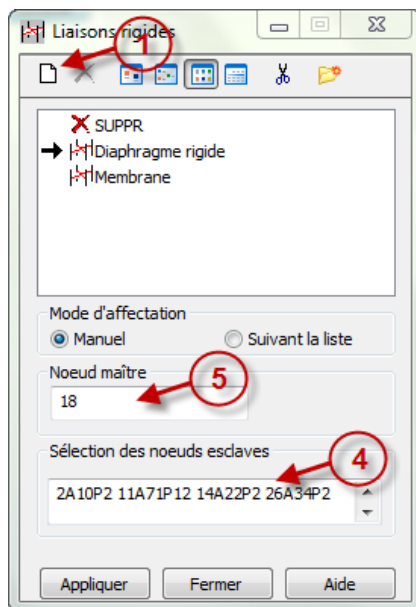
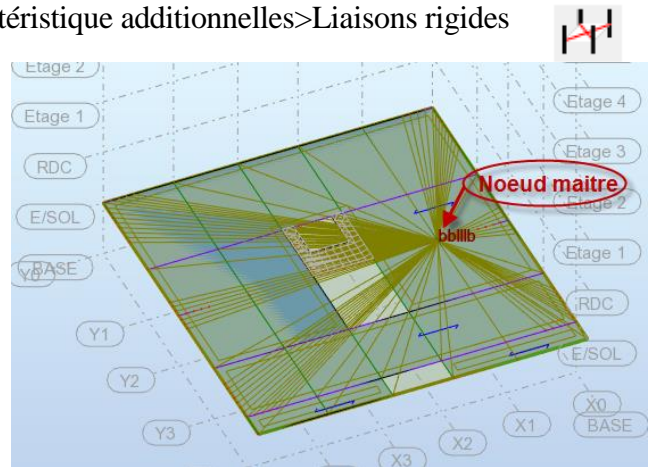
1\_click sur définition d'une liaison rigide.

2\_donner un nom à la liaison.

3\_en vas bloquer 'UX', 'UY' et 'RZ'.

4\_Choisir par sélection de tous les nœuds de l'étage.

5\_choisir un nœud de l'étage comme nœud maître.

**(f) Translation d'étage**

La commande sert à effectuer la translation des nœuds/éléments ou d'un étage dans notre cas.

La commande : menu déroulant >Edition>Transformer>Translation/Copie.



1\_Selectionner le 1ere niveau déjà modélisé (poteaux, poutres et panneaux).

2\_introduire le vecteur de translation manuellement ou graphiquement.

3\_preciser le nombre de répétitions.

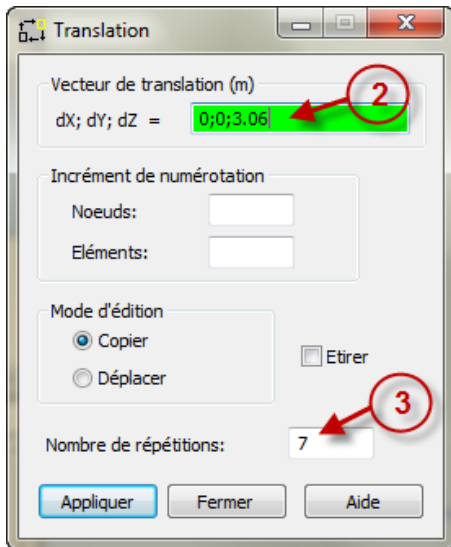


Figure III.17\_fenêtre Translation

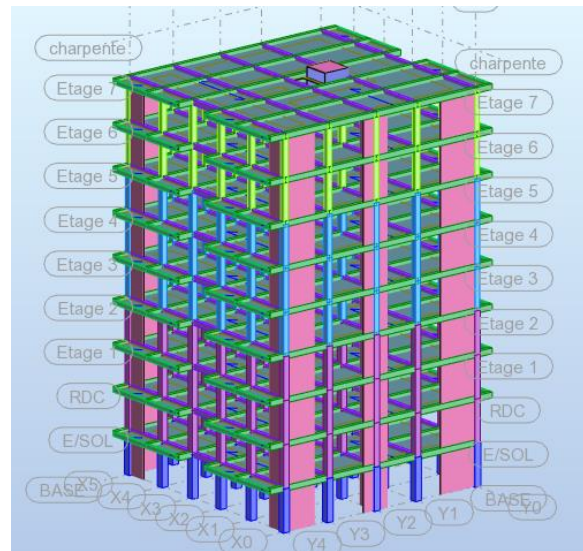


Figure III.18\_vue 3D de la structure après la translation des étages

**(g) Appuis**

L'option Appuis permet de définir les appuis d'une structure soit nodaux, linéaires, surfacique.

La commande :

Menu déroulant >structure>Appuis

1\_click sur icône vue.



2\_Choisir plan 2D dans Vue.

3\_prendre plan de coupe « XY ».

4\_intrduire le niveau des fondations.

5\_aller à l'angle 'Nodaux' pour les semailles isolés et 'linéaires' pour les semailles filantes.

6\_selectionner les poteaux au niveau '0.000'

7\_Chosire « Encastrement » comme appuis.

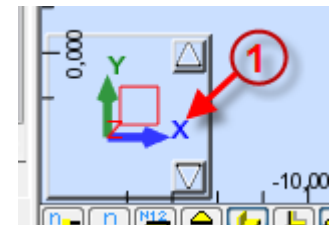


Figure III.19\_Icône vue

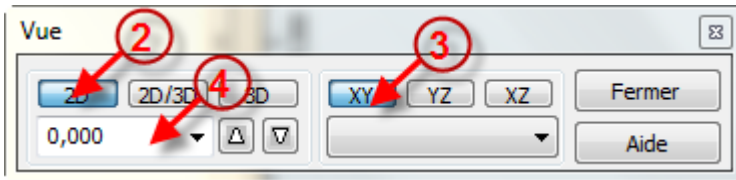


Figure III.21\_fenêtre Vue

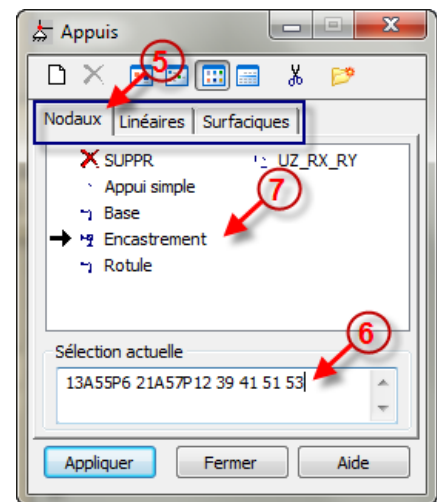



Figure III.20\_Fenêtre Appuis

**(h) Etage**

L'option Etages permet de définir les étages (sélectionnés automatiquement ou manuellement).

Dans le but de calculer les valeurs des paramètres (masse, centre de gravité et de rigidité, moments d'inertie et excentremments), données qui vont être indispensables pour la vérification des conditions du RPA99/mod2003.

La commande :

Menu déroulant >structure>Etages>Etages 

1\_Définir le niveau de la base de la structure manuellement ou géométriquement.

2\_choisir méthode manuelle plus pratique pour définir les étages.

3\_définir le nom, nombre de répétition et hauteur des étages.

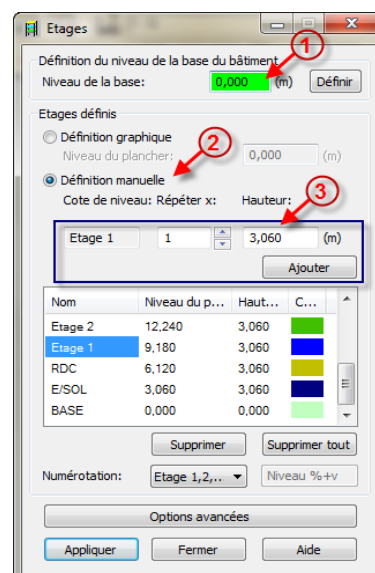



Figure III.22\_fenêtre Etage

**III.2.4.2. Etape configuration de l'analyse****(a) Option de calcul**

La commande : Menu déroulant>Analyse>type d'analyse. 

Analyse Modale : Choisir Modale et introduire les paramètres suivant :

\*Nombre de modes : 30 (c'est le nombre de niveau multiplier par 3)

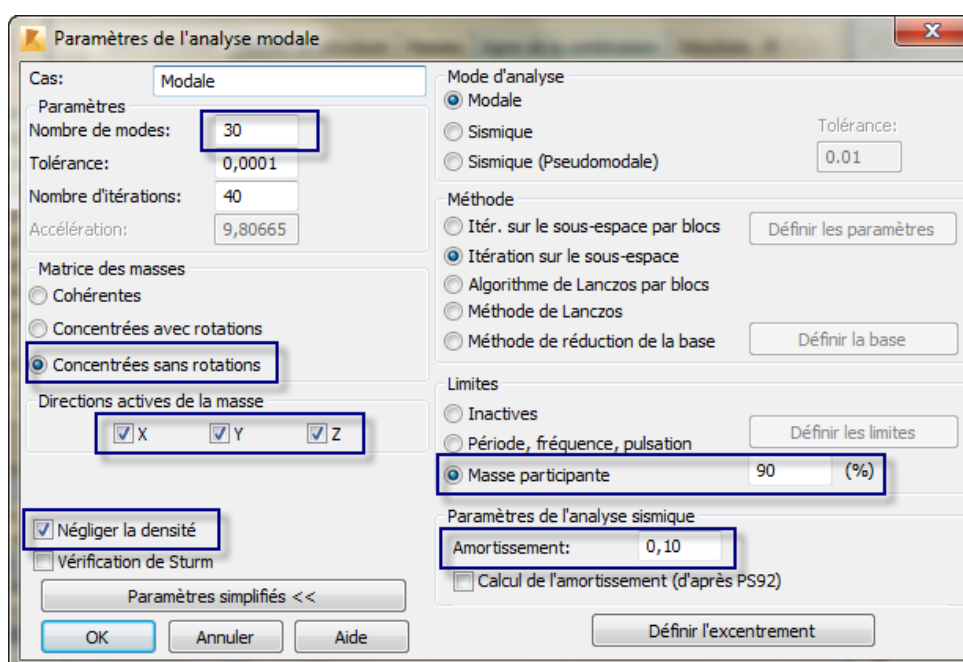
\*Matrice des masses : concentrées sans rotations (matrice diagonale sans prise en compte des degrés de liberté en rotation)

\*Directions actives de la masse : Cochet «X», «Y» et «Z».

\*Cochet « Négliger la densité » (car la masse de la structure sera calculer apare avec la combinai W+0.2Q dans la fenêtre « Masses »).

Masse participante 90 (%)

Amortissement : 0,10 ([RPA 99/2003] Tab 4.2)



**Analyse Sismique :** Choisir Sismique puis RPA99(2003) et introduire les paramètres suivant :  
 Zone: IIa ([RPA 99/2003] Art 3.1) Usage: 2 ([RPA 99/2003] Art 3.2)  
 Site: S3 ([RPA 99/2003] art 3.3)  
 Coefficient de comportement : 3,5 ([RPA 99/2003] Tab 4.3)  
 Facteur de qualité : 1,2 ([RPA 99/2003] Form 4-4)  
 Aller à l'angle « définir la direction » puis introduire dans direction X : 1, Y : 1 et Z : 0.

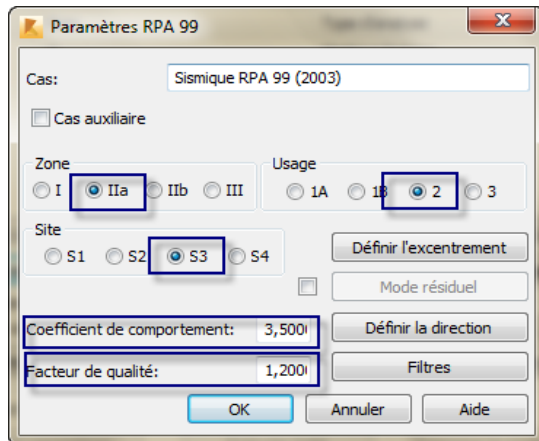


Figure III.24\_Fenêtre Paramétré RPA99 Pour analyse sismique

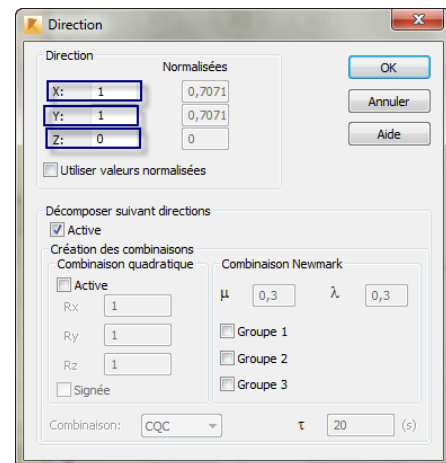


Figure III.23\_fenêtre Direction

**Masse :** introduction de la combinaison Masses W+0.2Q ([1] Form 4-5)

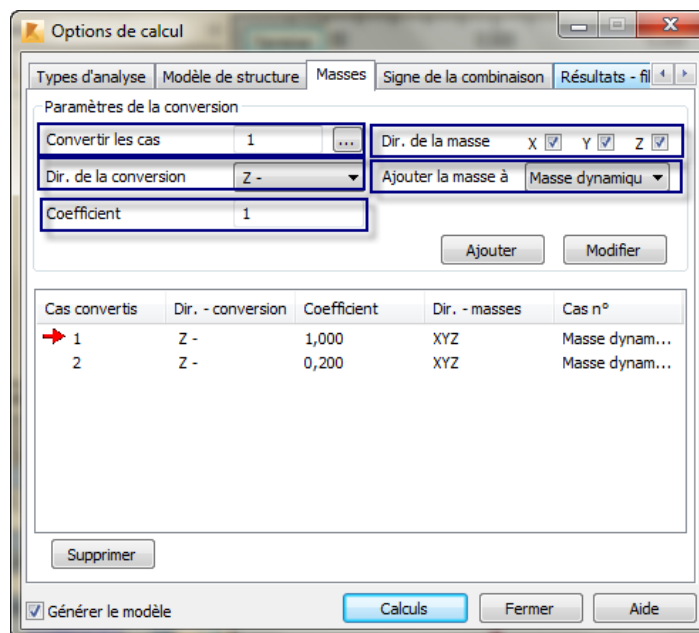


Figure III.25\_fenêtre Option de calcul Angle Masses

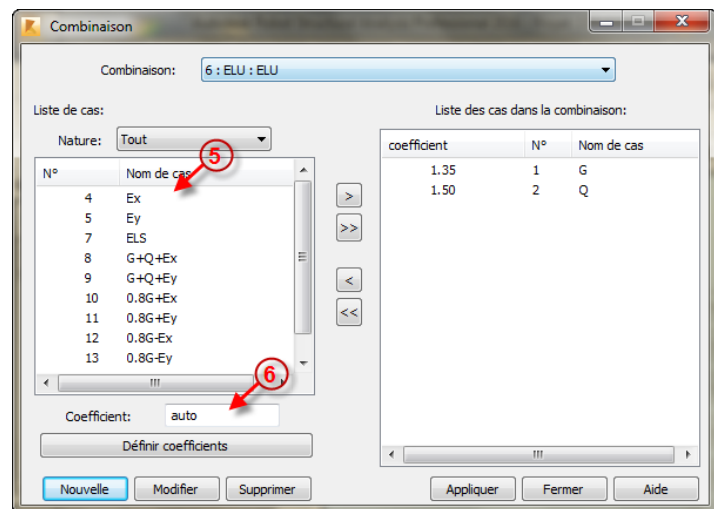
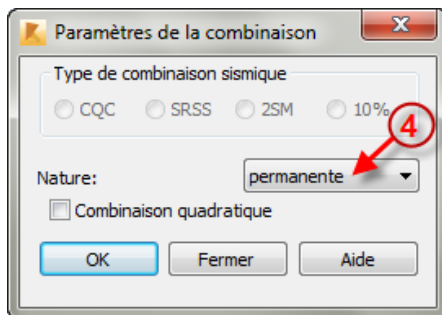
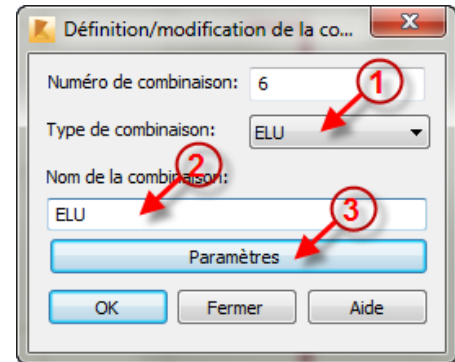
### (b) Définir les Combinaisons d'action

En vas introduire les combinaisons suivantes :

- a- 1.35 G + 1.5 Q      ELU (BAEL)  
       G + Q                ELS (BAEL)
- b- G + Q + Ex, y      (5.1 RPA 99/2003)  
       0.8 G ± Ex, y      (5.2 RPA 99/2003)
- c- G+0.2Q                (4.5 RPA 99/2003)

La commande : Menu déroulant>Chargements>combinaison manuelles. 

- 1\_ spécifier type de combinaison « ELU », « ELS », ou « ACC pour les combinaison sismique et Masses ».
- 2\_Nom de la combinaison.
- 3\_Paramètre de la combinaison.
- 4\_Nature choisir « Permanente » pour ELU, ELS et Masses ; « Sismique » pour les combinaisons sismiques.
- 5\_selctionner les noms des cas de la combinaison.
- 6\_introduire le coefficient adéquate.



### (c) Vérification Avant Calcul

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel donne la possibilité de vérifier la structure, et affiche des messages d'erreurs et d'avertissements s'ils sont présent.

La commande : Menu déroulant>Analyse>Vérifier structure.

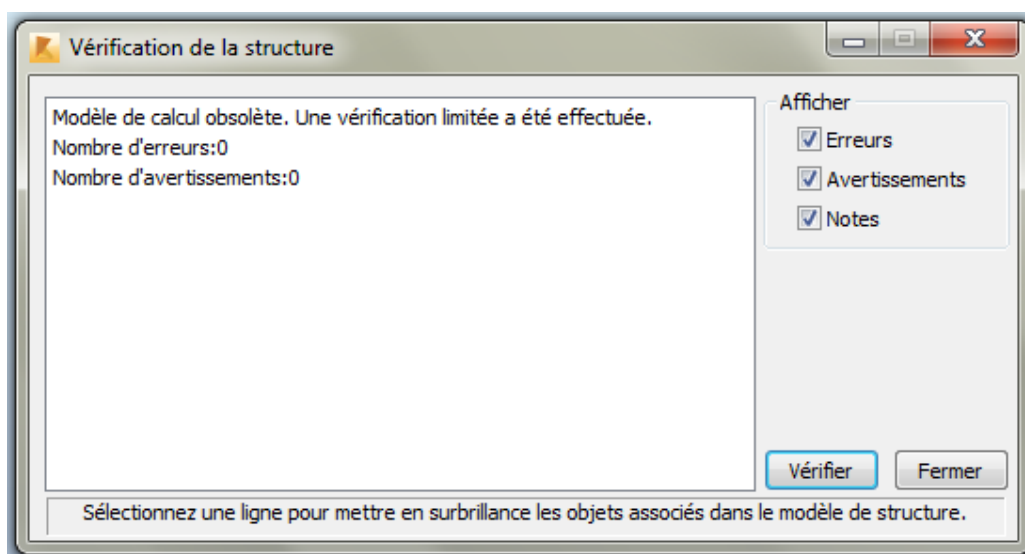


Figure III.26\_fenêtre Vérification de la structure

### III.3. Système de contreventement et vérification de la structure

Le règlement parasismique algérien (RPA 99Mod2003) prévoit des mesures obligatoires pour la réalisation d'une construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

#### III.3.1. Justification du système de contreventement :

Afin de connaître la nature du système de contreventement on doit déterminer le % des charges verticales et horizontales (forces sismiques) que reprend chaque élément entre les voiles et les portiques, après tout sa on peut juger les type de contreventement selon les règles du RPA puis tirer R coefficient de comportement [tableau 4.3 du RPA 99/ version 2003].

| Cas/Etage | FX [kN]  | FX sur les poteaux [kN] | FX sur les voiles [kN] |
|-----------|----------|-------------------------|------------------------|
| 4/ 1      | Aucun    | Aucun                   | Aucun                  |
| 4/ 2      | 2072,407 | 912,858                 | 1159,549               |
| 4/ 3      | 2024,175 | 673,615                 | 1350,560               |
| 4/ 4      | 1957,831 | 791,626                 | 1166,205               |
| 4/ 5      | 1842,382 | 890,749                 | 951,633                |
| 4/ 6      | 1624,378 | 751,740                 | 872,637                |
| 4/ 7      | 1432,620 | 725,385                 | 707,234                |
| 4/ 8      | 1187,259 | 685,298                 | 501,960                |
| 4/ 9      | 846,090  | 454,730                 | 391,360                |
| 4/ 10     | 596,054  | 449,889                 | 146,165                |
| 4/ 11     | 173,236  | 119,477                 | 53,759                 |

Figure III.27\_efforts Horizontal agissant sur la structure (Fx)

| Cas/Etage | FY [kN]  | FY sur les poteaux [kN] | FY sur les voiles [kN] |
|-----------|----------|-------------------------|------------------------|
| 5/ 1      | Aucun    | Aucun                   | Aucun                  |
| 5/ 2      | 2548,471 | 866,267                 | 1682,204               |
| 5/ 3      | 2557,837 | 592,850                 | 1964,987               |
| 5/ 4      | 2467,006 | 658,537                 | 1808,469               |
| 5/ 5      | 2304,093 | 728,204                 | 1575,890               |
| 5/ 6      | 2045,476 | 592,899                 | 1452,577               |
| 5/ 7      | 1775,400 | 563,998                 | 1211,402               |
| 5/ 8      | 1436,241 | 521,363                 | 914,879                |
| 5/ 9      | 1009,826 | 327,322                 | 682,504                |
| 5/ 10     | 553,373  | 330,110                 | 223,264                |
| 5/ 11     | 135,470  | 117,772                 | 17,698                 |

Figure III.28\_efforts Horizontal agissant sur la structure (Fy)

| Cas/Etage | FZ [kN]    | FZ sur les poteaux [kN] | FZ sur les voiles [kN] |
|-----------|------------|-------------------------|------------------------|
| 7 (C)/1   | Aucun      | Aucun                   | Aucun                  |
| 7 (C)/2   | -34865,036 | -23556,450              | -11308,586             |
| 7 (C)/3   | -30845,379 | -20338,812              | -10506,567             |
| 7 (C)/4   | -26752,197 | -17291,544              | -9460,652              |
| 7 (C)/5   | -22650,269 | -14432,478              | -8217,791              |
| 7 (C)/6   | -18545,483 | -11422,744              | -7122,739              |
| 7 (C)/7   | -14540,199 | -8725,138               | -5815,061              |
| 7 (C)/8   | -10530,827 | -6141,493               | -4389,335              |
| 7 (C)/9   | -6518,340  | -3491,550               | -3026,789              |
| 7 (C)/10  | -2614,573  | -1093,153               | -1521,421              |
| 7 (C)/11  | -957,831   | -957,831                | 0,0                    |

Tableau III.1\_efforts Verticales agissant sur la structure (G+Q)

| Etage            | Voiles de contreventement |          |               |
|------------------|---------------------------|----------|---------------|
|                  | Effort tranchant          |          | Effort normal |
|                  | Tx (Ex)                   | Ty (Ey)  | N (G+Q)       |
| E/Sol            | 1159,549                  | 1682,204 | -11308,586    |
| RDC              | 1350,56                   | 1964,987 | -10506,567    |
| 1 <sup>ere</sup> | 1166,205                  | 1808,469 | -9460,652     |
| 2 <sup>ème</sup> | 951,633                   | 1575,89  | -8217,791     |
| 3 <sup>ème</sup> | 872,637                   | 1452,577 | -7122,739     |
| 4 <sup>ème</sup> | 707,234                   | 1211,402 | -5815,061     |
| 5 <sup>ème</sup> | 501,96                    | 914,879  | -4389,335     |
| 6 <sup>ème</sup> | 391,36                    | 682,504  | -3026,789     |
| 7 <sup>ème</sup> | 146,165                   | 223,264  | -1521,421     |

Tableau III.2\_les efforts revenant aux voiles

| Etage            | Poteaux          |         |               |
|------------------|------------------|---------|---------------|
|                  | Effort tranchant |         | Effort normal |
|                  | Tx (Ex)          | Ty (Ey) | N (G+Q)       |
| E/Sol            | 912,858          | 866,267 | -23556,45     |
| RDC              | 673,615          | 592,85  | -20338,812    |
| 1 <sup>ere</sup> | 791,626          | 658,537 | -17291,544    |
| 2 <sup>ème</sup> | 890,749          | 728,204 | -14432,478    |
| 3 <sup>ème</sup> | 751,74           | 592,899 | -11422,744    |
| 4 <sup>ème</sup> | 725,385          | 563,998 | -8725,138     |
| 5 <sup>ème</sup> | 685,298          | 521,363 | -6141,493     |
| 6 <sup>ème</sup> | 454,73           | 327,322 | -3491,55      |
| 7 <sup>ème</sup> | 449,889          | 330,11  | -1093,153     |

Tableau III.5\_les efforts revenant aux poteaux

Tableaux Récapitulatifs des résultats trouvés :

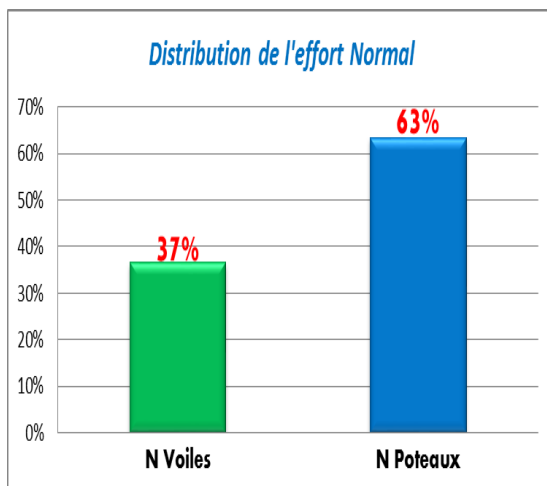


Tableau III.3\_Distribution sous charges vertical

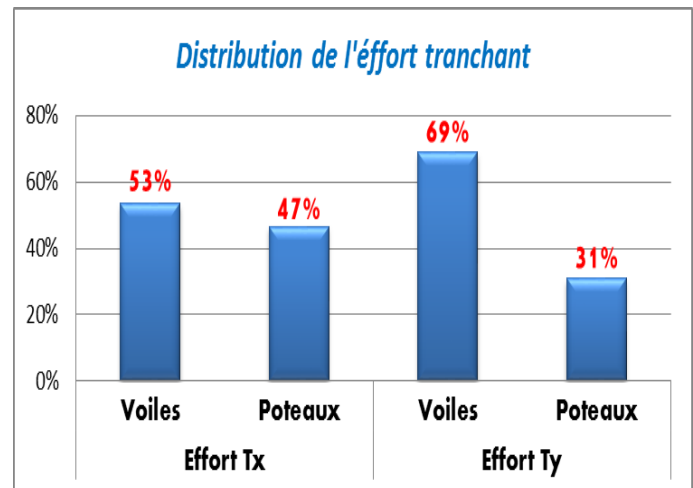


Tableau III.4\_distribution sous charges horizontale (Ex et Ey)

### Conclusion :

Les voiles reprenant plus de 20% des charges verticales et plus de 50% des charges horizontales, d'après [Art 3.4.A.2 du RPA 99/2003], notre structure est contreventée par **voiles porteurs**, alors on prend un coefficient de comportement « **R= 3.5** ».

### III.3.2. Vérification des résultats selon RPA 99/Mod 2003 :

Pour passer au ferrailage de la structure il faut d'abord vérifier les conditions ci-dessous exigées par le RPA99 Modifier 2003 (règlement parasismique algérien),

- Pourcentage de masse participante
- Estimation de la période fondamentale
- Les modes de déformations
- Vérification de l'excentricité
- Vérification de l'effort tranchant à la base
- Vérification de l'effort normale réduit
- Vérification du déplacement inter étage
- Vérification du déplacement second ordre (l'effet P-Δ)

**III.3.2.1. Pourcentage de la masse Participante [art 4.3.4 RPA 99/2003]**

La masse modale participante doit dépasser 90% dans le sens x-x et y-y

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] |
|----------|----------------|---------------|---------------------|---------------------|------------------------|------------------------|
| 3/ 1     | 1,258          | 0,795         | 70,943              | 0,000               | 70,943                 | 0,000                  |
| 3/ 2     | 1,683          | 0,594         | 0,000               | 70,597              | 70,943                 | 70,597                 |
| 3/ 3     | 1,852          | 0,540         | 0,136               | 0,000               | 71,079                 | 70,597                 |
| 3/ 4     | 4,402          | 0,227         | 14,978              | 0,000               | 86,058                 | 70,597                 |
| 3/ 5     | 5,984          | 0,167         | 0,000               | 15,371              | 86,058                 | 85,969                 |
| 3/ 6     | 6,878          | 0,145         | 0,096               | 0,000               | 86,154                 | 85,969                 |
| 3/ 7     | 9,039          | 0,111         | 5,587               | 0,000               | 91,741                 | 85,969                 |
| 3/ 8     | 12,479         | 0,080         | 0,000               | 4,302               | 91,741                 | 90,271                 |
| 3/ 9     | 12,779         | 0,078         | 0,000               | 0,385               | 91,741                 | 90,655                 |
| 3/ 10    | 13,202         | 0,076         | 0,000               | 1,317               | 91,741                 | 91,972                 |

Figure III.29\_Pourcentage de masse participante

Comme on peut voir dans le tableau que la masse participante est atteinte

\*Dans le sens x-x au mode 7

\*Dans le sens y-y au mode 8

**III.3.2.2. Estimation de la période fondamentale de la structure [Art 4.2.4 RPA99/2003]**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 du RPA99/2003.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{\frac{3}{4}}; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{d}} \right\}$$

Avec :  $h_N$  : Hauteur total de la structure mesure de la base au dernier niveau.

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage tirée du tableau 4.6 du RPA 99/2003.

d : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- Pour le sens transversal :

$h_N = 30.32$  [m]       $d_x = 16.40$  [m]      .  $C_T = 0.05$

Alors :  $T = \min(0.646 \text{ sec}, 0.674 \text{ sec})$

Donc  $T = 0.646 \text{ sec}$

- Pour le sens longitudinal :

$h_N = 30.32$  [m]       $d_y = 16.25$  [m].       $C_T = 0.05$

$T = \min(0.646 \text{ sec}, 0.677 \text{ sec})$

Donc  $T = 0.646 \text{ sec}$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estime à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T_{LOG} < T_{RPA}$

$T_{RPA} = 0.646 \times 1.3 = 0.840 \text{ s}$

Alors :  $T_{RPA} = 0.840 \text{ sec} > T_{LOG} = 0.795 \text{ sec}$       Condition Vérifier

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] |
|----------|----------------|---------------|
| 3/ 1     | 1,258          | 0,795         |
| 3/ 2     | 1,683          | 0,594         |
| 3/ 3     | 1,852          | 0,540         |
| 3/ 4     | 4,402          | 0,227         |
| 3/ 5     | 5,984          | 0,167         |

Figure III.30\_Période fondamentale

### III.3.2.3. Les modes de déformations

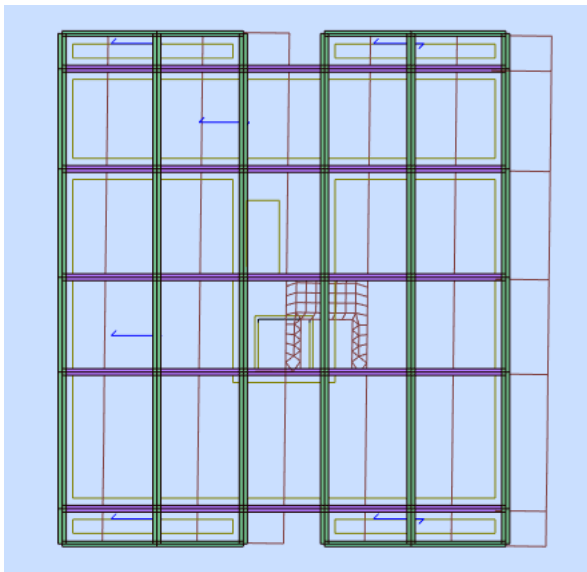


Figure III.32\_Mode01 Translation selon (X-X)

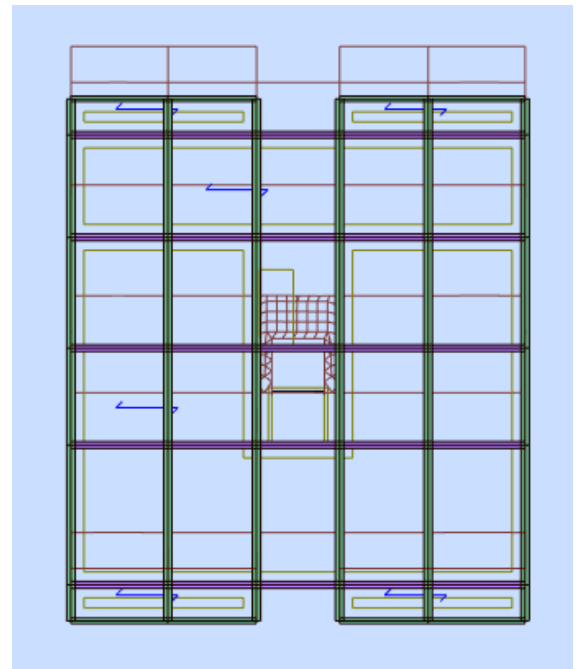


Figure III.31\_ Translation selon (Y-Y)

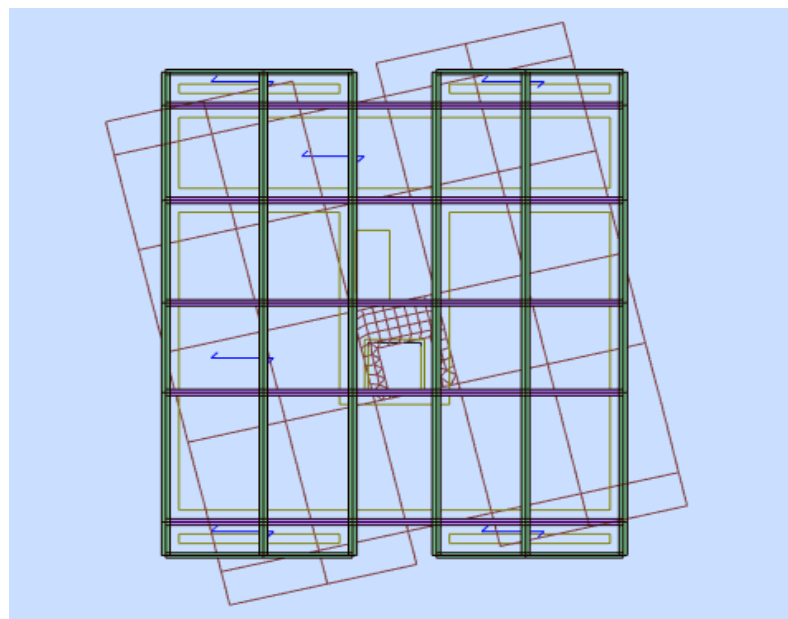


Figure III.33\_Rotation au tour de l'axe (Z)

### III.3.2.4. Vérification de l'excentricité [art 4-2-7 RPA99/2003]:

Dans cette étape on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et l'en compare à la valeur 5% de la longueur et la largeur selon les deux axes,

$$\text{C.a.d } \begin{cases} e_{x_0} < e_{x_1} \\ e_{y_0} < e_{y_1} \end{cases}$$

Avec :  $e_{x_0}, e_{y_0}$  : Excentricités théoriques dans le sens xx et yy respectivement.

$e_{x_1}, e_{y_1}$  : Excentricités accidentelles dans le sens xx et yy respectivement.

$$\text{Sachant que } \begin{cases} e_{x_1} = 5\% L_x \\ e_{y_1} = 5\% L_y \end{cases}$$

Comparaison des résultats :

| Cas/Etage | Nom       | Masse [kg] | ex0 [m] | ey0 [m] | ex1 [m] | ey1 [m] |
|-----------|-----------|------------|---------|---------|---------|---------|
| 3/ 1      | BASE      | Aucun      | Aucun   | Aucun   | 0,0     | 0,0     |
| 3/ 2      | E/SOL     | 357484,276 | 0,000   | 0,841   | 0,820   | 0,878   |
| 3/ 3      | RDC       | 364340,042 | 0,000   | 0,425   | 0,820   | 0,943   |
| 3/ 4      | Etage 1   | 364340,042 | 0,000   | 0,425   | 0,820   | 0,943   |
| 3/ 5      | Etage 2   | 364340,042 | 0,000   | 0,425   | 0,820   | 0,943   |
| 3/ 6      | Etage 3   | 354580,971 | 0,000   | 0,449   | 0,820   | 0,943   |
| 3/ 7      | Etage 4   | 354580,971 | 0,000   | 0,449   | 0,820   | 0,943   |
| 3/ 8      | Etage 5   | 354580,971 | 0,000   | 0,449   | 0,820   | 0,943   |
| 3/ 9      | Etage 6   | 345970,026 | 0,000   | 0,466   | 0,820   | 0,943   |
| 3/ 10     | Etage 7   | 189861,385 | 0,000   | 0,624   | 0,820   | 0,943   |
| 3/ 11     | charpente | 87511,199  | 0,020   | 0,281   | 0,820   | 0,813   |

Figure III.34\_les excentricités

Comme on peut le voir dans ce tableau, l'excentricité est vérifiée pour tous les étages et cela dans les deux directions.

Remarque :  $ex_0=0$  pour tous les niveaux car on a une parfaite symétrie selon l'axe (X-X).

### III.3.2.5. Vérification de l'effort tranchant à la base [art 4-3-6RPA99/2003]

La résultante des forces sismiques à la base ( $V_{dynamique}$ ) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente ( $V_{statique}$ ).

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente.

#### Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

$$\text{Soit : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad \text{RPA99/version 2003 (art 4,2, 3)}$$

#### Coefficient d'accélération de la zone A :

| Zone   |      |      |      |      |
|--------|------|------|------|------|
| Groupe | I    | IIa  | IIb  | III  |
| 1A     | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 1B     | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 2      | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |
| 3      | 0.07 | 0.10 | 0.14 | 0.18 |

Figure 9 Tableau 4.1 (RPA99/2003) : coefficient d'accélération de la zone A

Pour la zone : IIa et Groupe 2 en 'a «  $A=0.15$  »

#### Facteur d'amplification dynamique D :

Nous avons un contreventement par voiles, donc on prendra :  $\xi = 10\%$ .

$$\text{D'où } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \quad \eta = 0,764 > 0,7.$$

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{d}} \right\} \quad T=0.646s \quad (\text{calculer précédemment})$$

A partir Tableau 4.7 (RPA99/2003) et de la classe du site S3 en 'a : T1=0,15s et T2=0,50s  
 $T_2 = 0,50s \leq T = 0,646s \leq 3.0s$       Donc       $D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3}$       D=1.610

#### Coefficient de comportement global de la structure R :

A partir Tableau 4.3 (RPA99/2003)      **R= 3,5**

#### Facteur de qualité Q :

Q est déterminé par la formule :  $Q=1+\sum_1^6 p_q$       **Q=1.20**

Avec :      P<sub>q</sub> : pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" soit satisfaite ou non.  
 Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA99/2003).

#### Masse total de la structure W :

Le modèle de calcul se présente comme une console rigidement encastrée à sa base (E/Sol), les masses sont supposées concentrées aux niveaux des planchers et représentent chacune un degré de liberté.

La masse est donnée par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :      W<sub>i</sub> : le poids total de niveau i  
             W<sub>Gi</sub> : le poids dû aux charges permanentes.  
             W<sub>Qi</sub> : le poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99/2003)

Notre bâtiment est à usage d'habitation donc      β = 0.2

Alors en 'a : G=28'873.832 KN      Q=5'893.069 KN      alors W=30'052.446 KN

#### Récapitulatif :

| A    | D     | W [KN]    | Q    | R   |
|------|-------|-----------|------|-----|
| 0,15 | 1,610 | 30052,446 | 1,20 | 3,5 |

Tableau III.6\_Récapitulatif des valeurs pour le calcul de

$$V_{stat} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times (1.610) \times (1.20)}{3.5} \times (30052.446) \quad V_{stat} = 2'487.755 [KN]$$

Détermination de l'effort tranchant dynamique sur ROBOT :

| Cas/Etage | FX [kN]  |
|-----------|----------|
| 4/ 1      | Aucun    |
| 4/ 2      | 2072,407 |
| 4/ 3      | 2024,175 |
| 4/ 4      | 1957,831 |
| 4/ 5      | 1842,382 |
| 4/ 6      | 1624,378 |
| 4/ 7      | 1432,620 |
| 4/ 8      | 1187,259 |
| 4/ 9      | 846,090  |
| 4/ 10     | 596,054  |
| 4/ 11     | 173,236  |

Figure III.35\_effort tranchant (Vdx)

| Cas/Etage | FY [kN]  |
|-----------|----------|
| 5/ 1      | Aucun    |
| 5/ 2      | 2548,471 |
| 5/ 3      | 2557,837 |
| 5/ 4      | 2467,006 |
| 5/ 5      | 2304,093 |
| 5/ 6      | 2045,476 |
| 5/ 7      | 1775,400 |
| 5/ 8      | 1436,241 |
| 5/ 9      | 1009,826 |
| 5/ 10     | 553,373  |
| 5/ 11     | 135,470  |

Figure III.36\_effort tranchant (Vdy)

$V_{d,x}(KN) = 2072.407 KN$

$V_{d,y}(KN) = 2548.471KN$

Vérification de l'effort tranchant à la base :

|    | $V_{d,x}(KN)$ | $V_{d,y}(KN)$ | $V_{stat}(KN)$ | $0.8V_{stat}$ | Observation        |
|----|---------------|---------------|----------------|---------------|--------------------|
| Ex | 2072,407      |               | 2487,755       | 1990,204      | condition Verifier |
| Ey |               | 2548,471      | 2487,755       | 1990,204      | condition Verifier |

Table III.11\_Verification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces à la base 'Vdynamique' obtenue par la combinaison des valeurs Modales est supérieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente 'Vstatique'. [Art 4.3.6 RPA99/2003] donc la condition est vérifiée.

III.3.2.6. Vérification de l'effort normal réduit [art 7.4.3.1 RPA99/2003]

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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$$

Avec :  $N_d$  : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{cj}$  : La résistance caractéristique du béton.  $f_{c28} = 25(MPa)$

| Niveaux | $N_d$ (KN) | Section brute |       |                          | v     | Observation        |
|---------|------------|---------------|-------|--------------------------|-------|--------------------|
|         |            | a(cm)         | b(cm) | $B_c$ (cm <sup>2</sup> ) |       |                    |
| E/Sol   | 1638,708   | 50            | 50    | 2500                     | 0,262 | Condition Verifier |

Remarque : après la première modélisation l'effort normal n'étant pas vérifié, donc nous avons dû augmenter les sections des poteaux.

| Niveaux                              | E/Sol | RDC   | 1ere Etage | 2ème Etage | 3ème Etage | 4ème Etage | 5ème Etage | 6ème Etage | 7ème Etage | Charpen te |
|--------------------------------------|-------|-------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Section Adpt(b*h) [cm <sup>2</sup> ] | 50x50 | 45x45 | 45x45      | 45x45      | 40x40      | 40x40      | 40x40      | 35x35      | 35x35      | 35x35      |

### III.3.2.7. Vérification du déplacement inter-étages [Art 4.4.3 RPA99/2003]

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad \text{Avec :}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$$\delta_{ek} = \frac{\tau_{ij}}{\sum R_{ij}} \quad \sum R_{ij} : \text{Somme des rigidités de niveau.}$$

$\tau_{ij}$  : Effort tranchant de niveau.

R : Coefficient de comportement.

Déplacement relatif du niveau  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

| Etage      |     |      | Sens XX    |            |             | Sens YY    |            |             |
|------------|-----|------|------------|------------|-------------|------------|------------|-------------|
| Niv        | h   | 1%h  | $\delta_k$ | $\Delta_k$ | Observation | $\delta_k$ | $\Delta_k$ | Observation |
| E/Sol      | 306 | 3,06 | 0,359      | 0,359      | CV          | 0,238      | 0,238      | CV          |
| RDC        | 306 | 3,06 | 1,131      | 0,772      | CV          | 0,746      | 0,508      | CV          |
| 1ere Etage | 306 | 3,06 | 2,121      | 0,990      | CV          | 1,408      | 0,662      | CV          |
| 2ème Etage | 306 | 3,06 | 3,209      | 1,088      | CV          | 2,147      | 0,739      | CV          |
| 3ème Etage | 306 | 3,06 | 4,336      | 1,127      | CV          | 2,915      | 0,768      | CV          |
| 4ème Etage | 306 | 3,06 | 5,424      | 1,088      | CV          | 3,663      | 0,748      | CV          |
| 5ème Etage | 306 | 3,06 | 6,432      | 1,008      | CV          | 4,362      | 0,699      | CV          |
| 6ème Etage | 306 | 3,06 | 7,354      | 0,922      | CV          | 5,005      | 0,643      | CV          |
| 7ème Etage | 306 | 3,06 | 8,177      | 0,823      | CV          | 5,590      | 0,585      | CV          |
| Charpente  | 278 | 2,78 | 8,502      | 0,325      | CV          | 5,663      | 0,073      | CV          |

Figure 1\_Vérification des déplacements inter-étage

### III.3.2.8. Vérification de l'effet $P\Delta$ [art 5.9 RPA99/2003]

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si  $\theta_k \leq 0.1$  : effet P-Delta peut être **négligé**.

Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

Avec :

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k» avec «  $P_k = W_{Gk} + 0.2W_{Qk}$  »

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau «k»

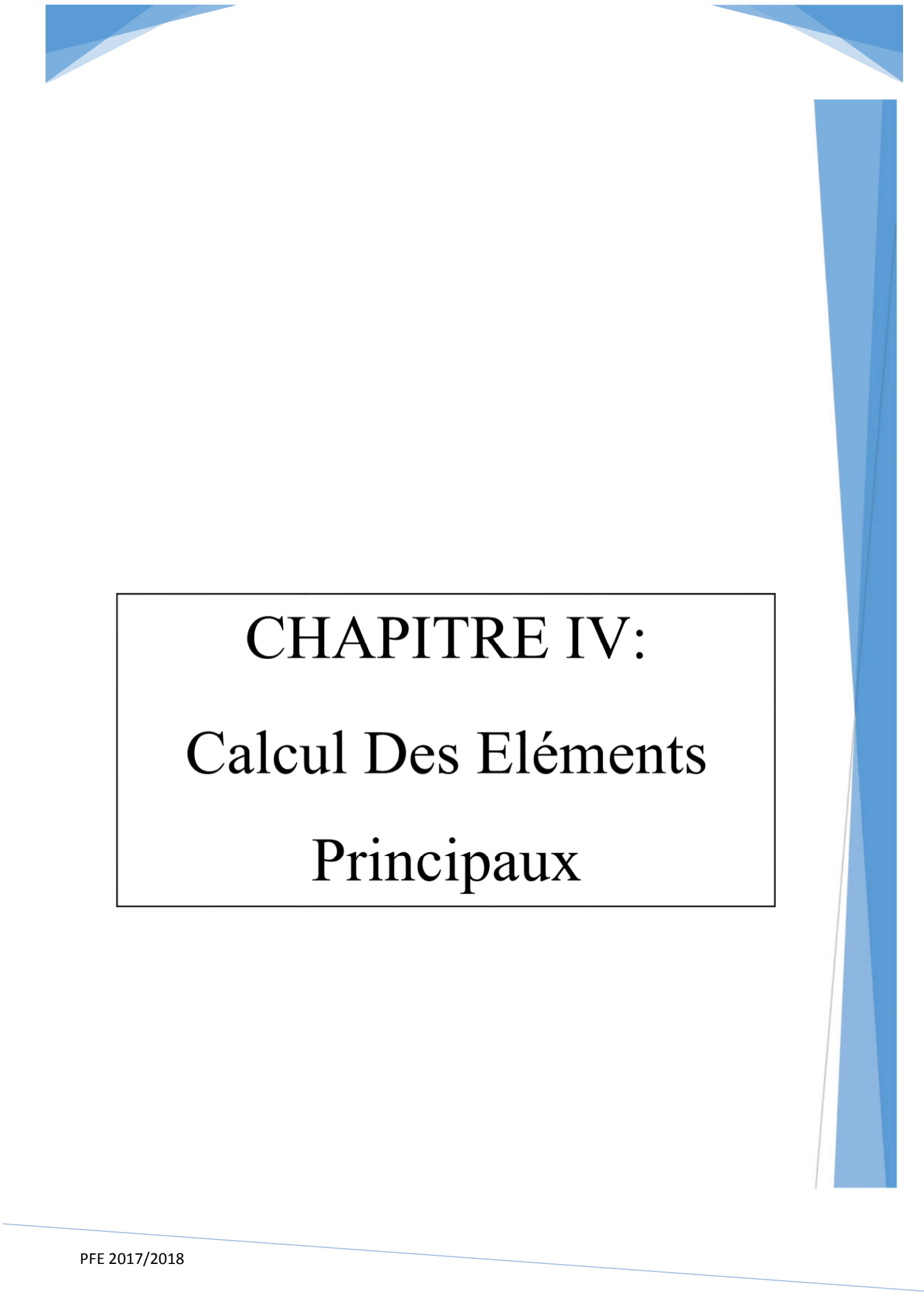
$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1»

$H_k$ : hauteur d'étage «k».

L'effet  $P\Delta$  représente la stabilité d'ensemble c'est à dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

| Etage      |        |            | Sens XX      |                   |            |             | Sens YY      |                   |            |             |
|------------|--------|------------|--------------|-------------------|------------|-------------|--------------|-------------------|------------|-------------|
| Niv        | h [cm] | $P_k$ [KN] | $V_x^k$ [KN] | $\Delta_x^k$ [cm] | $\theta_x$ | Observation | $V_y^k$ [KN] | $\Delta_y^k$ [cm] | $\theta_y$ | Observation |
| E/Sol      | 306    | 30136,114  | 2072,407     | 0,359             | 0,017      | C.V         | 2548,471     | 0,238             | 0,009      | C.V         |
| RDC        | 306    | 26586,212  | 2024,175     | 0,772             | 0,033      | C.V         | 2557,837     | 0,508             | 0,017      | C.V         |
| 1ere Etage | 306    | 23017,516  | 1957,831     | 0,990             | 0,038      | C.V         | 2467,006     | 0,662             | 0,020      | C.V         |
| 2ème Etage | 306    | 19441,835  | 1842,382     | 1,088             | 0,038      | C.V         | 2304,093     | 0,739             | 0,020      | C.V         |
| 3ème Etage | 306    | 15863,77   | 1624,378     | 1,127             | 0,036      | C.V         | 2045,476     | 0,768             | 0,019      | C.V         |
| 4ème Etage | 306    | 12384,525  | 1432,620     | 1,088             | 0,031      | C.V         | 1775,400     | 0,748             | 0,017      | C.V         |
| 5ème Etage | 306    | 8901,883   | 1187,259     | 1,008             | 0,025      | C.V         | 1436,241     | 0,699             | 0,014      | C.V         |
| 6ème Etage | 306    | 5416,627   | 846,090      | 0,922             | 0,019      | C.V         | 1009,826     | 0,643             | 0,011      | C.V         |
| 7ème Etage | 306    | 2035,224   | 596,054      | 0,823             | 0,009      | C.V         | 553,373      | 0,585             | 0,007      | C.V         |
| Charpente  | 278    | 732,47     | 173,236      | 0,325             | 0,005      | C.V         | 135,470      | 0,073             | 0,001      | C.V         |

Figure III.37\_vérification de l'effet  $P\Delta$  dans les deux sens



**CHAPITRE IV:**  
**Calcul Des Eléments**  
**Principaux**

## IV.1. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

### IV.1.1. Les combinaisons de calcul :

Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plu défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- a- 1.35 G + 1.5 Q ELU  
G + Q ELS
- b- G + Q + Ex, y (5.1 RPA 99/2003)  
0.8 G ± Ex, y (5.2 RPA 99/2003)

### IV.1.2. Recommandation du RPA version 2003 :

#### (a) Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton ;

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

La longueur de recouvrement est de :  $40 \Phi$  (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

#### (b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale.}$$

$\Phi_t$  : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Etapas de calcul des armatures longitudinales :  $\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

Pour les FeE400

Si  $\mu_b \leq \mu_l \Rightarrow$  Section simplement armée

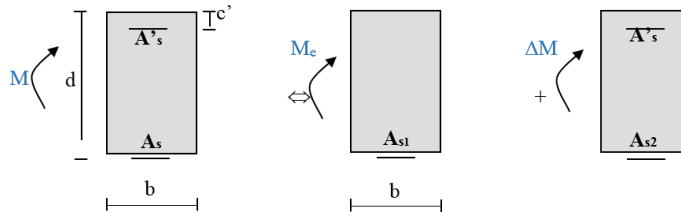
Si  $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$  section doublement armée

Section sans armatures comprimées ( $A's = 0$ ) :

Si  $\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

Section avec armatures comprimées ( $A'_s \neq 0$ ) :  $\mu_b > \mu_l = 0.392$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



$A_s$  : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A'_s$  : La section supérieur la plus comprimée.

$M = M_e + \Delta M$

$M_e = \mu_e \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$  et  $\Delta M = M - M_e$

Finalemnt :

$$\begin{cases} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta_e \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

### IV.1.3. Exemple de calcul

On propose de calculer la section d'armature de la Poutre Principale Sur appuis et en travée du plancher,

#### IV.1.3.1. Extraction des Moment Fléchissant et l'effort Tranchant:

Pour pouvoir Procéder aux ferrailages des poutres en 'a besoin des Moment de flexion ' $M_y$ ' effort Tranchant 'T'extrait de (R.S.A).

- Etape Extraires «  $M_y$  » et « T » :

1. Sélectionner les poutres Principales des plancher.
2. aller 'Résultats ' puis 'efforts ' une fenêtre s'affiche puis vers 'Extrêmes globaux'.
3. sélectionner 'les combinaisons' suivant le cas de charge.

|       | FZ [kN]      | MY [kNm]     |
|-------|--------------|--------------|
| MAX   | 171,966      | 117,034      |
| Barre | 276          | 221          |
| Noeud | 201          | 166          |
| Cas   | 13 (C) (CQC) | 13 (C) (CQC) |
| MIN   | -180,726     | -111,229     |
| Barre | 164          | 218          |
| Noeud | 166          | 164          |
| Cas   | 13 (C) (CQC) | 9 (C) (CQC)  |

IV.1.3.2. Calcul du ferrillage

(a) Armature longitudinale :

En Travée: Données

$M_t = 117.034 [KN.m]$      $h=40 [cm]$   
 $b=30 [cm]$      $c=2 [cm]$      $d=h-c=38 [cm]$

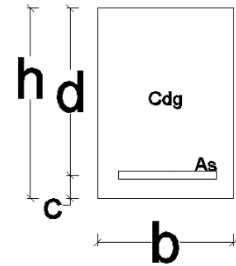
Calcul :

$\mu_b = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{117.034 \cdot 10^3}{30 \cdot 38^2 \cdot 14.2}$      $\mu_b = 0.150$      $\beta = 0.918$

$\mu_b = 0.150 < \mu_l = 0.392$     Section Simplement Armée (S.S.A)

$A_u = \frac{M_A}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{117.034 \cdot 10^3}{0.918 \cdot 38 \cdot 34.8}$      $A_u = 8.497 [cm^2]$

Soit en Prend 3HA14 (fil) et 3HA14(Chap) = 9.232 [cm<sup>2</sup>]



Au Appuis : Données

$M_A = 111.229 [KN.m]$      $h=40 [cm]$      $b=30 [cm]$      $c=2 [cm]$      $d=h-c=38 [cm]$

Calcul :

$\mu_b = \frac{M_A}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{111.229 \cdot 10^3}{30 \cdot 38^2 \cdot 14.2}$      $\mu_b = 0.143$      $\beta = 0.923$

$\mu_b = 0.143 < \mu_l = 0.392$     Section Simplement Armée (S.S.A)

$A_u = \frac{M_A}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{111.229 \cdot 10^3}{0.918 \cdot 38 \cdot 34.8}$      $A_u = 8.037 [cm^2]$

Soit en Prend 3HA14 (fil) et 3HA14(Chap) = 9.232 [cm<sup>2</sup>]

Récapitulatifs du ferrillage des poutres Principale (30x40) :

| Poutre    | M <sub>u</sub> (KN.m) | μ <sub>b</sub> | Section | β     | A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Ferrillage                        | A <sub>ad</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|-----------|-----------------------|----------------|---------|-------|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|
| En travée | 117,034               | 0,150          | S.S.A   | 0,918 | 8,497                             | 3 HA 14 (fil) +<br>3 HA 14 (Chap) | 9,232                              |
| En appuis | 111,229               | 0,143          | S.S.A   | 0,923 | 8,037                             | 3 HA 14 (fil) +<br>3 HA 14 (Chap) | 9,232                              |

Table 1 Récapitulatif du ferrillage des poutres principales

Le calcul des sections d'armature pour les poutres du plancher et de la charpente et le choix des aciers adoptés sont résumés dans le tableau ci-dessus :

|                      | Poutre                    | Zone   | M <sub>u</sub> (KN.m) | μ     | obs   | β     | A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ] | A <sub>max</sub> <sup>Ap</sup> [cm <sup>2</sup> ] | A <sub>max</sub> <sup>Trav</sup> [cm <sup>2</sup> ] | Ah Cal [cm <sup>2</sup> ] | Ah Adpt [cm <sup>2</sup> ]            |
|----------------------|---------------------------|--------|-----------------------|-------|-------|-------|-------------------------------------|---|---|---------------------------|---------------------------------------|
| Plancher Corp Creux  | Poutre Principale (30x40) | Travée | 117,034               | 0,146 | S.S.A | 0,921 | 6,00                                | /   | 48,00   | 8,36                      | 3 HA 14 (fil)+ 3 HA 14 (Chap)<br>9,23 |
|                      |                           | Appuis | 111,229               | 0,139 | S.S.A | 0,925 | 6,00                                | 72,00   | /   | 7,91                      | 3 HA 14 (fil)+ 3 HA 14 (Chap)<br>9,23 |
|                      | Poutre Secondaire (25x35) | Travée | 99,683                | 0,198 | S.S.A | 0,889 | 4,38                                | /   | 35,00   | 8,50                      | 3 HA 14 (fil)+ 3 HA 14 (Chap)<br>9,23 |
|                      |                           | Appuis | 79,366                | 0,158 | S.S.A | 0,914 | 4,38                                | 52,50   | /   | 6,58                      | 3 HA 12 (fil)+ 3 HA 14 (Chap)<br>8,01 |
| Charpente Type Ferme | Poutre Principale (30x40) | Travée | 12,622                | 0,016 | S.S.A | 0,992 | 6,00                                | /   | 48,00   | 0,84                      | 3 HA 14 (fil)<br>4,62                 |
|                      |                           | Appuis | 35,527                | 0,044 | S.S.A | 0,977 | 6,00                                | 72,00   | /   | 2,39                      | 3 HA 14 (fil)<br>4,62                 |
|                      | Poutre Secondaire (25x35) | Travée | 3,49                  | 0,007 | S.S.A | 0,997 | 4,38                                | /   | 35,00   | 0,27                      | 3 HA 12 (fil)<br>3,39                 |
|                      |                           | Appuis | 22,639                | 0,045 | S.S.A | 0,977 | 4,38                                | 52,50   | /   | 1,76                      | 3 HA 12 (fil)<br>3,39                 |

Figure IV.1\_ Calcul Armature Longitudinale a l'ELU

**(b) Armature transversales:**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

|                      | Poutre                    | $S_t$ (cm)                                  |                             |    | $A_t$ (cm <sup>2</sup> ) | Ferailage      |
|----------------------|---------------------------|---|-----------------------------|----|--------------------------|----------------|
| Plancher Corp Creux  | Poutre Principale (30x40) | Zone nodale<br>$S_t \leq \min(h/4; 12\phi)$ | $S_t \leq \min(10; 16,8)$   | 10 | 0,9                      | 4 HA 8<br>2,01 |
|                      |                           | Zone courante<br>$S_t \leq (h/2)$           | $S_t \leq 20$               | 15 | 1,35                     |                |
|                      | Poutre Secondaire (25x35) | Zone nodale<br>$S_t \leq \min(h/4; 12\phi)$ | $S_t \leq \min(8,75; 16,8)$ | 8  | 0,6                      | 4 HA 8<br>2,01 |
|                      |                           | Zone courante<br>$S_t \leq (h/2)$           | $S_t \leq 17,5$             | 15 | 1,125                    |                |
| Charpente Type Ferme | Poutre Principale (30x40) | Zone nodale<br>$S_t \leq \min(h/4; 12\phi)$ | $S_t \leq \min(10; 16,8)$   | 10 | 0,9                      | 4 HA 8<br>2,01 |
|                      |                           | Zone courante<br>$S_t \leq (h/2)$           | $S_t \leq 20$               | 15 | 1,35                     |                |
|                      | Poutre Secondaire (25x35) | Zone nodale<br>$S_t \leq \min(h/4; 12\phi)$ | $S_t \leq \min(8,75; 14,4)$ | 8  | 0,6                      | 4 HA 8<br>2,01 |
|                      |                           | Zone courante<br>$S_t \leq (h/2)$           | $S_t \leq 17,5$             | 15 | 1,125                    |                |

Figure IV.2\_Calcul Armature Transversale a l'ELU

**Remarque :** les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**(c) Délimitation de la zone Nodale et Courante :**

• **Zone Nodale**

$L' = 2x h$  Avec : h : hauteur de la poutre

On aura :

$L' = 2x40 = 80$  cm. Poutres principales de (30 X 40)

$L' = 2x35 = 70$  cm. Poutres secondaires de (25 X 35)

• **Zone Courante :**

$L_{Courante} = L_{nue d'appui} - 2L'$

• **Dispositions constructives :**

\*Les chapeaux sur appuis doivent débordés du nus de l'appui d'au moins :

\* $L/4$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

\* $L/5$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

\*Les barres inférieures du second lit arrêtées à une distance des nus des appuis  $\leq \frac{L}{10}$ .

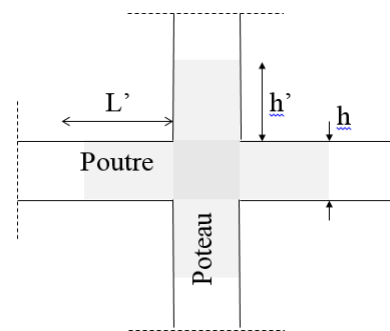
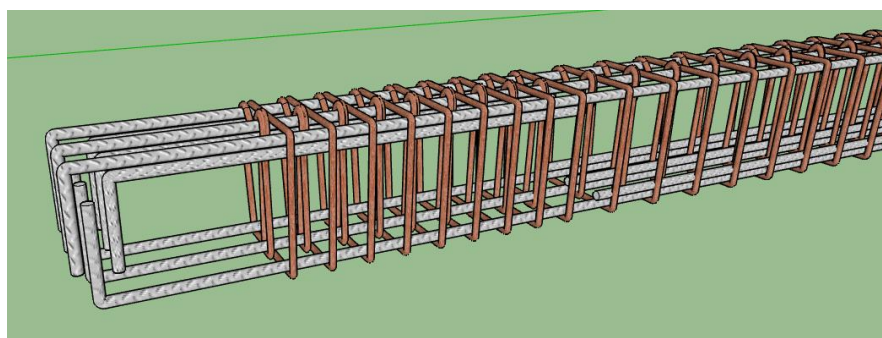


Figure IV.3\_Zone Nodale



**IV.1.3.3. Vérification a l'ELU :****(a) Vérification de la condition de non fragilité :**

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

Poutres principales de (30x40):  $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$ .

La condition de non fragilité est vérifiée

**(b) Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \tau_u : \text{l'effort tranchant max a l'ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = \min \left( 0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{180,726 \times 10^3}{300 \times 380} = 1,58 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifier}$$

**(c) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (BAEL91/99.Art A.5.1.32) :**

Lorsqu'au droit d'un appuis :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ . On doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Poutre Principale (30x40) :  $180,726 - \frac{111,229}{0,9 \times 0,38} = -144,505 < 0$ .

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires. (A.Sup.N.N)

**(d) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL91/99.art A.5.1.32})$$

Poutre Principale (30x40) :

$$T_u = 180,726 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,38 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 684 \text{ KN}$$

**(e) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

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

avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

Poutre Principale (30x40) :

$$3\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{180.726 \times 10^3}{0,9 \times 38 \times 10 \times 131.88} = 4.007 < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**(f) Calcul de longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835$$

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 42.33$  cm.      Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 49.38$  cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «  $0,4 \cdot l_s$  » Pour les barres à haute adhérence.

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 16.93$  cm.      Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 19.75$  cm

|                      | Poutre                    | $A_{min}^{CNF} [cm^2]$ | $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ |     | $T_u^{max} + M_u^{Ap} / 0.9d$ |           | $T_u \leq \bar{T}_u$ |     | $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ |     |
|----------------------|---------------------------|------------------------|----------------------------|-----|-------------------------------|-----------|----------------------|-----|----------------------------------|-----|
|                      |                           |                        | T max [KN]                 | obs |                               | obs       | $\bar{T}_u [KN]$     | obs | $\tau_{se} [MPa]$                | obs |
| Plancher Corp Creux  | Poutre Principale (30x40) | 1,38                   | 180,726                    | C.V | -144,505                      | A.Sup.N.N | 684,000              | C.V | 4,007                            | C.V |
|                      | Poutre Secondaire (25x35) | 1,00                   | 162,350                    | C.V | -104,876                      | A.Sup.N.N | 495,000              | C.V | 4,145                            | C.V |
| Charpente Type Ferme | Poutre Principale (30x40) | 1,38                   | 32,574                     | C.V | -71,306                       | A.Sup.N.N | 684,000              | C.V | 0,722                            | C.V |
|                      | Poutre Secondaire (25x35) | 1,00                   | 16,436                     | C.V | -59,790                       | A.Sup.N.N | 495,000              | C.V | 0,490                            | C.V |

Figure IV.4\_Verification a l'ELU

**IV.1.3.4. Vérification à l'ELS :**

**(a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**(b) Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton et de l'acier ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa] \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa$$

Poutre Principale (30x40) :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 9,23}{30 \times 38} = 0,810 \quad \text{Puis en déduit les valeurs de } \beta_1 = 0,871 \text{ et } K1 = 23,76.$$

-les contraintes valent alors :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1} = \frac{85,839}{23,76} = 3,613 MPa$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s} = \frac{26,228}{0,871 \times 38 \times 9,23} = 85,839 MPa$$

Donc les contraintes du béton et de l'acier sont vérifiées.  
Le reste des vérifications se trouve dans le tableau suivant

|                      | Poutre                    | Zone   | Ah Adpt [cm <sup>2</sup> ] | Ms [KN.m] | ρ     | β1    | K1     | σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> |     | σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub> |     |
|----------------------|---------------------------|--------|----------------------------|-----------|-------|-------|--------|------------------------------------|-----|------------------------------------|-----|
|                      |                           |        |                            |           |       |       |        | abc [Mpa]                          | obs | σs [Mpa]                           | obs |
| Plancher Corp Creux  | Poutre Principale (30x40) | Travée | 9,23                       | 26,228    | 0,810 | 0,871 | 23,760 | 3,613                              | C.V | 85,839                             | C.V |
|                      |                           | Appuis | 9,23                       | 58,666    | 0,810 | 0,871 | 23,760 | 8,081                              | C.V | 192,003                            | C.V |
|                      | Poutre Secondaire (25x35) | Travée | 9,23                       | 38,130    | 1,119 | 0,855 | 19,480 | 7,515                              | C.V | 146,389                            | C.V |
|                      |                           | Appuis | 8,01                       | 22,187    | 0,971 | 0,862 | 21,230 | 4,588                              | C.V | 97,411                             | C.V |
| Charpente Type Ferme | Poutre Principale (30x40) | Travée | 4,62                       | 4,221     | 0,405 | 0,902 | 36,020 | 0,741                              | C.V | 26,680                             | C.V |
|                      |                           | Appuis | 4,62                       | 25,739    | 0,405 | 0,902 | 36,020 | 4,517                              | C.V | 162,688                            | C.V |
|                      | Poutre Secondaire (25x35) | Travée | 3,39                       | 12,517    | 0,411 | 0,901 | 35,500 | 3,497                              | C.V | 124,139                            | C.V |
|                      |                           | Appuis | 3,39                       | 16,368    | 0,411 | 0,901 | 35,500 | 4,573                              | C.V | 162,332                            | C.V |

Figure IV.5\_Verification a l'ELS

**(c) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [art B.6.5] :**

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ROBOT STRUCTUR ANALYSE

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Avec } \bar{f} : \text{la flèche admissible.}$$

L : la plus petite portée des poutres dans chacun des deux sens.

Poutre Principale (30x40) :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0,7 \text{ cm}$$

$$f_{RSA} = 0,280 \text{ cm} < \bar{f} = 0,7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

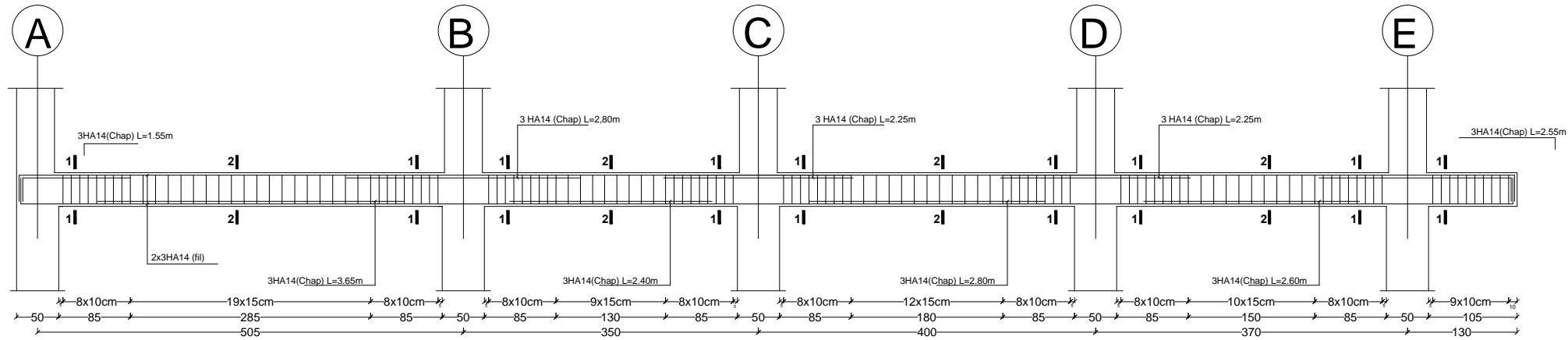
|                      | Poutre                    | f (RSA) | f      |       | Obs |
|----------------------|---------------------------|---------|--------|-------|-----|
|                      |                           |         | L [cm] | L/500 |     |
| Plancher Corp Creux  | Poutre Principale (30x40) | 0,280   | 350    | 0,7   | C.V |
|                      | Poutre Secondaire (25x35) | 0,436   | 300    | 0,6   | C.V |
| Charpente Type Ferme | Poutre Principale (30x40) | 0,040   | 370    | 0,74  | C.V |
|                      | Poutre Secondaire (25x35) | 0,318   | 300    | 0,6   | C.V |

Figure IV.6\_Vérification de la flèche Pour les poutres

La flèche est vérifiée pour tous les poutres dans les deux sens (poutre principale et poutre secondaire).

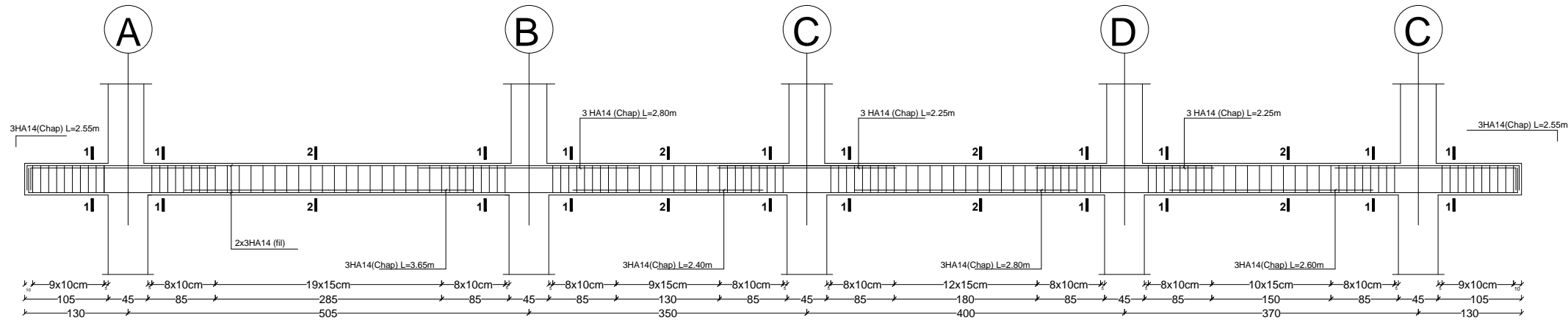
# Ferr.Poutre Principales (30x40)

Axe 1-2-3-4-5-6 Niv +3.06

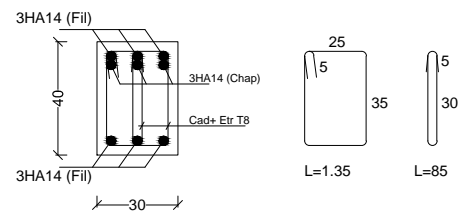


# Ferr.Poutre Principales (30x40)

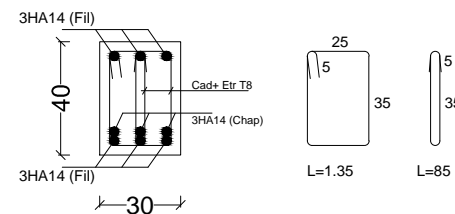
Axe 1-2-3-4-5-6 Niv 6.12



Coupe 1-1



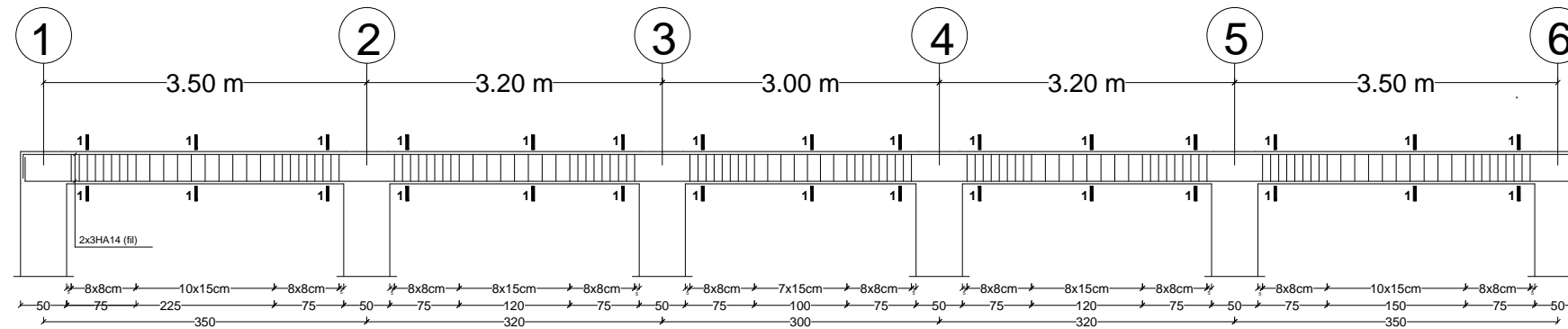
Coupe 2-2



|   |  |                                |
|---|--|--------------------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU<br>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |  |                                |
| <b>PROJET:</b><br>ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN<br>R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE<br>D'HABITATION ET COMMERCE  | <b>TITRE:</b><br>- Plan Ferrailage Poutres Principales<br>niv 3.06 et niv 6.12 |                                |
| <b>DOSSIER:</b> ARCHITECTURE  | <b>PLANCHE:</b> N°06   | <b>ECHELLE:</b> 1/100-1/25     |
| <b>DESSINE PAR:</b><br>Mr.MEHLOUB Mohand Oussalem<br>Mr.MATOUB Mohammed   | <b>ENCADRE PAR:</b><br>Mr.DERRADJ.M  | <b>PROMOTION:</b><br>2017/2018 |

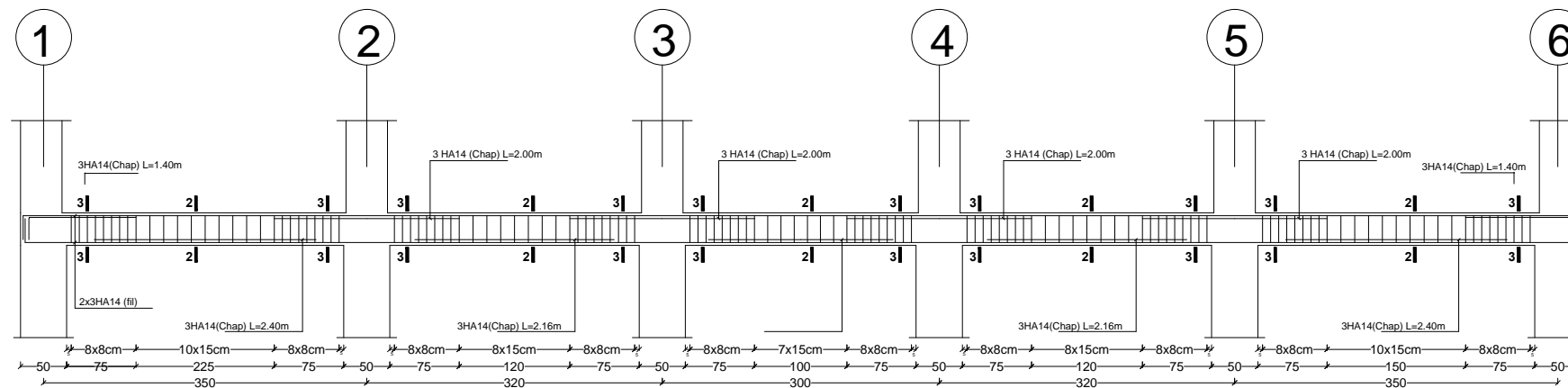
## Ferr.Poutre secondaire (25x35)

Axe B-C-D Niv Charpente

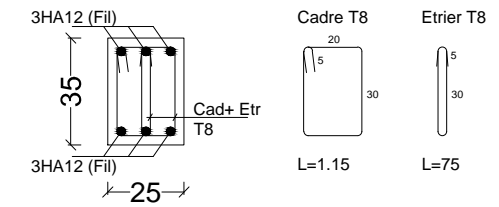


## Ferr.Poutre secondaire (25x35)

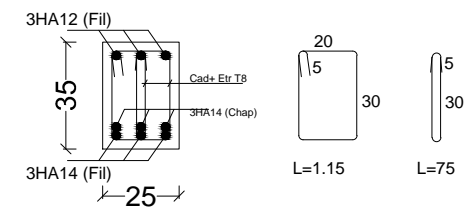
Axe A-B-C-D-E Niv 3,06



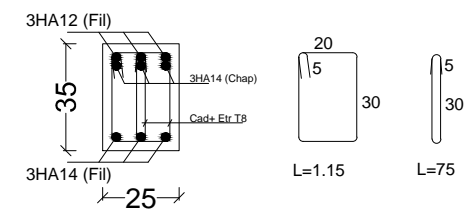
## Coupe 1-1



## Coupe 2-2



## Coupe 3-3



**Plan Ferrailage Poutres Secondaires  
niv 3.06 et niv charpente**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**  
ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN  
R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE  
D'HABITATION ET COMMERCE

**TITRE:**  
- Plan Ferrailage Poutres Secondaires  
niv 3.06 et niv charpente

**DOSSIER:** GENIE CIVIL

**PLANCHE:** N°07

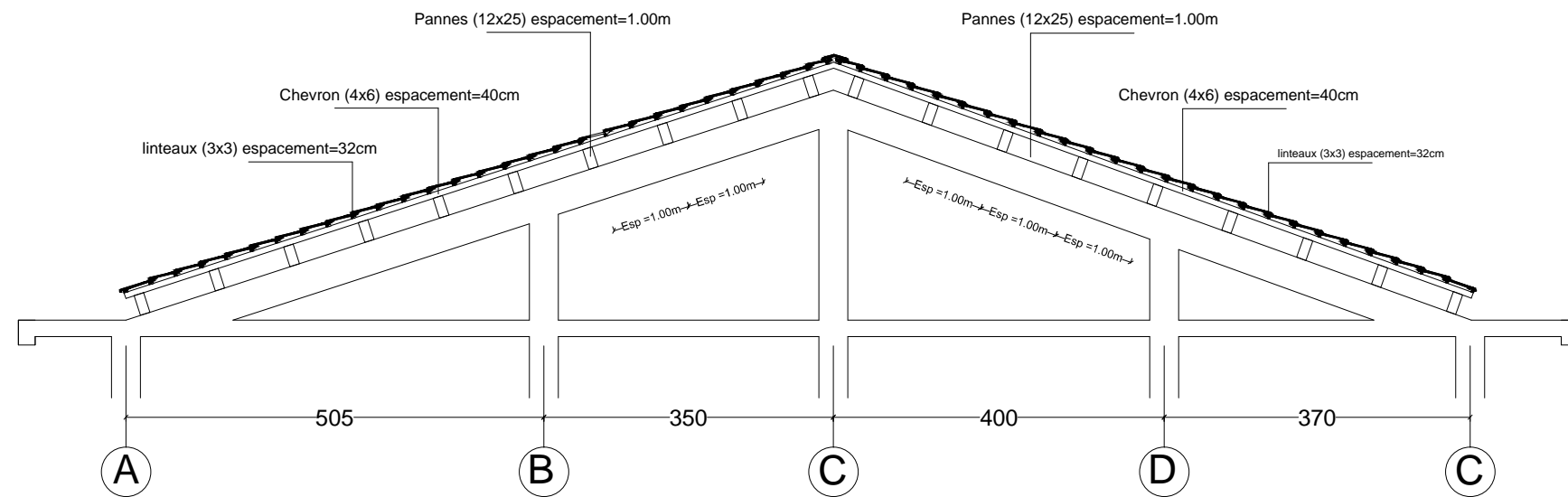
**ECHELLE:** 1/100

**DESSINE PAR:**  
Mr.MEHLAUB Mohand Oussalem  
Mr.MATOUB Mohammed

**ENCADRE PAR:**  
Mr.DERRADJ.M

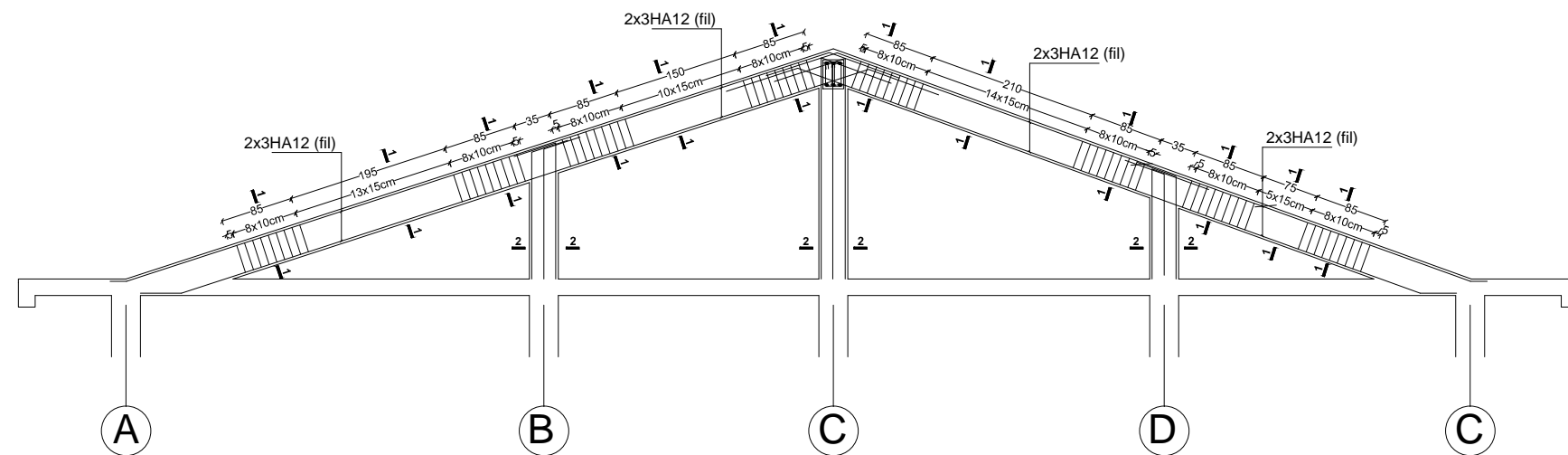
**PROMOTION:**  
2017/2018

# Cofrage Charpente type ferme

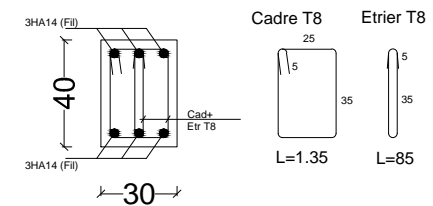


## Plan Coffrage Et Ferrillage Charpente Type Ferme

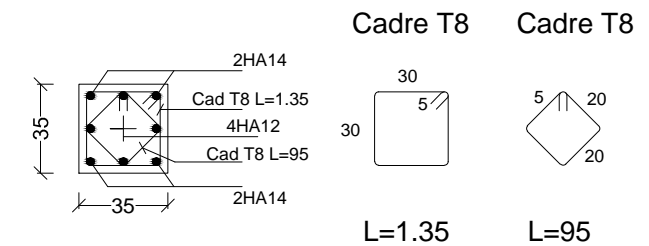
### Ferr.Poutre Principales (30x40) Axe 1-2-3-4-5-6 Niv Charpente



Coupe 1-1



Coupe 2-2



|   |  |                                |
|---|--|--------------------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU<br>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |  |                                |
| <b>PROJET:</b><br>ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN<br>R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE<br>D'HABITATION ET COMMERCE  | <b>TITRE:</b><br>- Plan Coffrage Et Ferrillage<br>Charpente Type Ferme |                                |
| <b>DOSSIER:</b> GENIE CIVIL   | <b>PLANCHE:</b> N°08   | <b>ECHELLE:</b> 1/100 1/50     |
| <b>DESSINE PAR:</b><br>Mr.MEHLIOUB Mohand Oussalem<br>Mr.MATOUB Mohammed  | <b>ENCADRE PAR:</b><br>Mr.DERRADJ.M                                    | <b>PROMOTION:</b><br>2017/2018 |

## IV.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant ( $M_{x-x}$ ,  $M_{y-y}$ ).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

|                        | $\gamma_b$ | $\gamma_s$ | $f_{c28}$<br>(MPa) | $f_{bu}$ (MPa) | $f_c$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) |
|------------------------|------------|------------|--------------------|----------------|-------------|------------------|
| Situation durable      | 1.5        | 1.15       | 25                 | 14.16          | 400         | 348              |
| Situation accidentelle | 1.15       | 1          | 25                 | 18.48          | 400         | 400              |

### IV.2.1. Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

#### Selon BAEL 91:

$$-E.L.U. : \text{ Situation durable : } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$$

**Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$$G+Q+E\dots\dots\dots(2)$$

$$0.8G-E \dots\dots\dots(3)$$

$$0.8G+E\dots\dots\dots(4)$$

- La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

$$1^{ere}) N^{max}, \dots\dots\dots M^{corr}$$

$$2^{eme}) M^{max}, \dots\dots\dots N^{corr}$$

$$3^{eme}) N^{min}, \dots\dots\dots M^{corr}$$

Chacune des combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des valeurs (cas plus défavorable).

### IV.2.2. Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$$A_{max} = A_s/bh < 3\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{max} = A_s/bh < 6\% \text{ en zone recouvrement.}$$

$$A_{min} = A_s > 0,9 \% bh \text{ (zone III).}$$

\*Le diamètre minimal est de 12 mm.

\*La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi_L$ .

\*La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.

\*Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

#### ❖ Les résultats obtenus :

Nous avons retenu quatre (04) zones pour l'étude du ferrailage des poteaux.

Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel (R.S.A) bâtiment :

On procède au ferrailage dans les deux sens (X-X) et (Y-Y)

|               | N        | M       | section | observation | A'   | A     | Amin (RPA) | Aadopte | choix des barres |
|---------------|----------|---------|---------|-------------|------|-------|------------|---------|------------------|
| poteaux 50x50 | 1685,223 | -69,693 | 2500    | SEC         | 0    | 0     | 20         | 20,34   | 4HA16+8HA14      |
|               | -644,792 | 39,304  | 2500    | STE         | 5,88 | 10,24 | 20         |         |                  |
|               | -629,465 | 73,129  | 2500    | SET         | 3,81 | 11,93 | 20         |         |                  |
| poteaux 45x45 | 1374,651 | -38,248 | 2025    | SEC         | 0    | 0     | 16,2       | 17,09   | 4HA16+8HA12      |
|               | -463,595 | 59,201  | 2025    | SPC         | 2,09 | 9,49  | 16,2       |         |                  |
|               | 190,778  | 90,046  | 2025    | SPC         | 0    | 3,14  | 16,2       |         |                  |
| poteaux 40x40 | 730,864  | -13,227 | 1600    | SEC         | 0    | 0     | 12,8       | 14,19   | 4HA16+4HA14      |
|               | -3,584   | 27,922  | 1600    | SPC         | 0    | 1,93  | 12,8       |         |                  |
|               | 130,979  | 77,028  | 1600    | SPC         | 0    | 3,76  | 12,8       |         |                  |
| poteaux 35x35 | 268,048  | 12,244  | 1225    | SEC         | 0    | 0     | 9,8        | 10,67   | 4HA14+4HA12      |
|               | -83,338  | 34,413  | 1225    | SPC         | 0    | 3,8   | 9,8        |         |                  |
|               | 2,275    | 60,091  | 1225    | SPC         | 0    | 4,82  | 9,8        |         |                  |

Figure IV.1\_calcul du ferrailage selon (X-X)

|               | N        | M       | section | observation | A'    | A    | Amin (RPA) | Aadopte | choix des barres |
|---------------|----------|---------|---------|-------------|-------|------|------------|---------|------------------|
| poteaux 50x50 | 1473,397 | 6,041   | 2500    | SEC         | 0     | 0    | 20         | 20,34   | 4HA16+8HA14      |
|               | -612,912 | -55,67  | 2500    | SPC         | 10,75 | 4,57 | 20         |         |                  |
|               | 1240,732 | 67,942  | 2500    | SET         | 0     | 0    | 20         |         |                  |
| poteaux 45x45 | 1260,535 | -20,329 | 2025    | SEC         | 0     | 0    | 16,2       | 17,09   | 4HA16+8HA12      |
|               | -330,886 | -14,954 | 2025    | SPC         | 5,07  | 3,2  | 16,2       |         |                  |
|               | 465,568  | 111,772 | 2025    | SPC         | 0     | 1,4  | 16,2       |         |                  |
| poteaux 40x40 | 730,864  | -13,227 | 1600    | SEC         | 0     | 0    | 12,8       | 14,19   | 4HA16+4HA14      |
|               | -1,805   | -7,69   | 1600    | SPC         | 0,54  | 0    | 12,8       |         |                  |
|               | 314,285  | 84,234  | 1600    | SPC         | 0     | 2,17 | 12,8       |         |                  |
| poteaux 35x35 | 249,965  | 18,59   | 1225    | SEC         | 0     | 0    | 9,8        | 10,67   | 4HA14+4HA12      |
|               | -106,57  | 14,76   | 1225    | SET         | 0,1   | 2,56 | 9,8        |         |                  |
|               | 31,203   | 53,718  | 1225    | SPC         | 0     | 3,93 | 9,8        |         |                  |

Figure IV.2\_calcul du ferrailage selon (Y-Y)

### IV.2.3. Vérifications à l'ELU :

#### IV.2.3.1. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher les mouvements longitudinaux des aciers vers les parois du poteau, leur but essentiel est de reprendre les efforts tranchants et empêche le déplacement transversal du béton.

##### (a) Diamètre des armatures transversales :

(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées99)

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$\phi_t$ : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par 3 cadres en  $\square 10$ .

Soit ( $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$ ).

Pour des raisons d'économie on va adopte :

- 3 cadres de  $\phi 10$  ( $6 \text{ HA } 10 = 4.71 \text{ cm}^2$ ) pour les poteaux (50x50).
- 3 cadres de  $\phi 8$  ( $6 \text{ HA } 10 = 3.01 \text{ cm}^2$ ) pour les poteaux (45x45).
- 2 cadres de  $\phi 8$  ( $4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ ) pour les poteaux (40x40) et (35x35).

##### (b) Espacement des armatures transversales :

Selon le BAEL 91/99, Art A8.1.3

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

$S_t \leq 18 \text{ cm}$  donc en prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Selon le RPA99 version 2003, Art 7.4.2.2**

La valeur maximum de l'espace des armatures transversales est fixée comme suit :

En zone courante :

$$S_t \leq \{15\phi_1^{\min}\} = 15 \times 1.2$$

$S_t \leq 18 \text{ cm}$  Donc en prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

En zone nodal :

$$S_t \leq \min\{10\phi_1^{\min}; 15 \text{ cm}\} \quad S_t \leq \min\{10 \times 1.2; 15 \text{ cm}\}$$

$S_t \leq 12 \text{ cm}$  donc en prend  $S_t = 10 \text{ cm}$

**(c) Calcul d'armature transversale**

RPA 99 version 2003(Art 7.4.2.2 formule (7.1)):

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g : \text{élancement géométrique du poteau.}$$

❖ **Calcul de  $\lambda_g$  (BAEL 91/99, Art B8.4.1)**  $\lambda_g = \frac{L_f}{b}$

**Poteaux 50x50 :**

Avec :  $L_f$  : longueur de flambement  $L_f = 0.707 L_0$

$$L_f = 0.707 \times 3.06 = 2.163 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.163}{0.50} = 4.326 \quad \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$T_u$  : L'effort tranchant max  $T_u = 108,319 \text{ KN}$   $A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$

**$S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale :**

$$A_t = \frac{3.75 \times 108.319 \times 10^3}{50 \times 400} 10 = 203.09 \text{ mm}^2 \quad A_t = 2.031 \text{ cm}^2.$$

**$S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante**

$$A_t = \frac{3.75 \times 108.319 \times 10^3}{50 \times 400} 15 = 304.647 \text{ mm}^2 \quad A_t = 3.046 \text{ cm}^2.$$

**Poteaux 45x45:**

Avec :  $L_f$  : longueur de flambement  $L_f = 0.707 L_0$

$$L_f = 0.707 \times 3.06 = 2.163 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.163}{0.45} = 4.8$$

$T_u$  : L'effort tranchant max  $T_u = 97.378 \text{ KN}$   $A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$

**$S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale :**

$$A_t = \frac{3.75 \times 97.378 \times 10^3}{45 \times 400} 10 = 202.870 \text{ mm}^2 \quad A_t = 2.028 \text{ cm}^2.$$

**$S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante :**

$$A_t = \frac{3.75 \times 97.378 \times 10^3}{45 \times 400} 15 = 304.306 \text{ mm}^2 \quad A_t = 3.043 \text{ cm}^2.$$

**Poteaux 40x40:**Avec :  $L_f$  : longueur de flambement  $L_f = 0.707 L_0$ 

$$L_f = 0.707 \times 3.06 = 2.163 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.163}{0.40} = 5.4$$

 $T_u$  : L'effort tranchant max  $T_u = 87.272 \text{ KN}$   $A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$ 
 **$S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale :**

$$A_t = \frac{2.5 \times 87.272 \times 10^3}{40 \times 400} 10 = 136.362 \text{ mm}^2 \quad A_t = 1.363 \text{ cm}^2.$$

 **$S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante :**

$$A_t = \frac{2.5 \times 87.272 \times 10^3}{40 \times 400} 15 = 204.543 \text{ mm}^2 \quad A_t = 2.045 \text{ cm}^2.$$

**Poteaux 35x35:**Avec :  $L_f$  : longueur de flambement  $L_f = 0.707 L_0$ 

$$L_f = 0.707 \times 3.06 = 2.163 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.163}{0.35} = 6.18$$

 $T_u$  : L'effort tranchant max  $T_u = 58.404 \text{ KN}$   $A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$ 
 **$S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale :**

$$A_t = \frac{2.5 \times 58.404 \times 10^3}{35 \times 400} 10 = 104.292 \text{ mm}^2 \quad A_t = 1.043 \text{ cm}^2.$$

 **$S_t = 15 \text{ cm}$  en zone courante :**

$$A_t = \frac{2.5 \times 58.404 \times 10^3}{35 \times 400} 15 = 158.439 \text{ mm}^2 \quad A_t = 1.584 \text{ cm}^2.$$

**(d) Vérification de la quantité d'armatures transversales :**Si  $\lambda_g \geq 5$  .....  $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$ Si  $\lambda_g \leq 3$  .....  $A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$ Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  ..... interpoler entre les deux valeurs précédentes

$$\text{Interpolation : } A_t^{\min} = \frac{A_t}{b \times s_t}$$

Avec :

 **$b_1$**  : dimension de la section droite du poteau dans la direction considère. $\lambda_g$  : élancement géométrique du poteau.

En zone courante :

**Poteaux (50x50) :**  $\lambda_g = 4.326$ Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  ..... interpoler entre les deux valeurs précédentes

$$\lambda_g = 5 \text{ ..... } A_t^{\min} = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_g = 3 \text{ ..... } A_t^{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

L'interpolation entre les deux valeurs a donne  $A_t^{\min} = 3.51 \text{ cm}^2$  $A_t^{\min} = 3.51 \text{ cm}^2 < A_t = 4.71 \text{ cm}^2$  ..... condition vérifier**Poteaux (45x45) :**  $\lambda_g = 4.8$ Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  ..... interpoler entre les deux valeurs précédentes

$$\lambda_g = 5 \text{ ..... } A_t^{\min} = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_g = 3 \text{ ..... } A_t^{\min} = 5.4 \text{ cm}^2$$

l'interpolation entre les deux valeurs a donne  $A_t^{\min} = 2.35 \text{ cm}^2$  $A_t^{\min} = 2.35 \text{ cm}^2 < A_t = 3.01 \text{ cm}^2$  ..... condition vérifier

**Poteaux (40x40) :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1,8 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Poteaux (35x35) :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1,57 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**En zone nodal :****Poteaux (50x50) :**  $\lambda_g = 4.326$ 

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$ ..... interpoler entre les deux valeurs précédentes

$$\lambda_g = 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_g = 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 4 \text{ cm}^2$$

L'interpolation entre les deux valeurs a donne  $A_t^{\min} = 2.34 \text{ cm}^2$

$$A_t^{\min} = 2.34 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 4.71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

**Poteaux (45x45) :**  $\lambda_g = 4.8$ 

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$ ..... interpoler entre les deux valeurs précédentes

$$\lambda_g = 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_g = 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 3.6 \text{ cm}^2$$

L'interpolation entre les deux valeurs a donne  $A_t^{\min} = 1.575 \text{ cm}^2$

$$A_t^{\min} = 1.575 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

**Poteaux (40x40) :**  $\lambda_g = 5.4$ 

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1,2 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Poteaux (35x35) :**  $\lambda_g = 6.18$ 

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1,05 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**IV.2.3.2. Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max}(h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

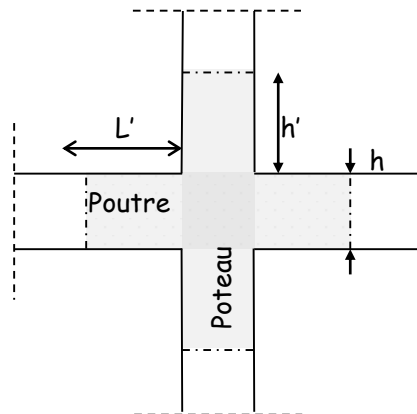


Figure VI.3 : Délimitation de la zone nodale

**Poteaux (50 x 50) :**

$$h' = \max (he/6 ; b1 ; h1 ; 60 \text{ cm}) = \max \left( \frac{306-35}{6} ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max (45.16 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

**Poteaux (45 x 45) :**

$$h' = \max (he/6 ; b1 ; h1 ; 60 \text{ cm}) = \max \left( \frac{306-35}{6} ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max (45.16 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

**Poteaux (40 x 40) :**

$$h' = \max (he/6 ; b1 ; h1 ; 60 \text{ cm}) = \max \left( \frac{306-35}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max (45.16 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

**Poteaux (35x 35)**

$$h' = \max (he/6 ; b1 ; h1 ; 60 \text{ cm}) = \max \left( \frac{306-35}{6} ; 35 ; 35 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max (45.16 ; 35 ; 35 ; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

La longueur minimale des recouvrements est de :

✓ Pour la zone IIa :  $L_r = 40\Phi$

$$\text{Ø16} \dots\dots\dots L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{Ø14} \dots\dots\dots L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

**IV.2.3.3. Vérification des contraintes tangentielles**

Selon Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003 La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \bar{\tau}_{bu} = 0.04f_{c28} = 1\text{MPa} \\ \lambda_g \leq 5 & \bar{\tau}_{bu} = 0.03f_{c28} = 0.75\text{MPa} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

| poteau | h (m) | b (m) | d (m) | T (KN)  | $\lambda_g$ | $\rho_b$ | $\tau_b$ | $\bar{\tau}_{bu}$ | condition |
|--------|-------|-------|-------|---------|-------------|----------|----------|-------------------|-----------|
| 50x50  | 3.06  | 0,50  | 0,48  | 108.319 | 4.326       | 0,03     | 0,451    | 0.75              | Cv        |
| 45x45  | 3.06  | 0,45  | 0,43  | 97.378  | 4.8         | 0,03     | 0,503    | 0.75              | Cv        |
| 40x40  | 3.06  | 0,40  | 0,38  | 87.272  | 5.4         | 0,04     | 0,574    | 1                 | Cv        |
| 35x35  | 3,06  | 0,35  | 0,33  | 58.404  | 6.18        | 0,04     | 0,505    | 1                 | Cv        |

Figure IV.4\_Vérification des contraintes tangentielles

**IV.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 384 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

On a deux cas à vérifier en flexion composée à l'ELS :

Si  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$  ..... est entièrement comprimée

Vérification des contraintes :

La section homogène est

$$S = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \quad V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[ \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right] \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left[ \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v2}}{I_G} \right] \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque  $\sigma_{b1} < \sigma_{b2}$  . donc il suffit de vérifier que  $\sigma_{b2} < \bar{\sigma}_b$

$N_s$  : Effort de compression à l'ELS

$M_s$  : Moment fléchissant à l'ELS

$B_0$  : Section homogènes

$$B_0 = b \cdot h + 15A_s$$

Si  $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$  ..... la section est partiellement comprimée

Il faut vérifiée que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \quad \text{Avec} \quad I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

$y_2$  : est déterminé par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

$$\text{Avec :} \quad p = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b} (c - c') + \frac{90A_s}{b} (d - c)$$

$$q = 2c^3 - \frac{90A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - c)^2$$

$c = \frac{h}{2} - e$  : distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée

**IV.2.4.1. Vérifications à l'ELS (sens x-x) :**

| poteaux   | N        | M       | A'sc | Ast   | $\sigma_{bc}$ |      | $\sigma_{st}$ |        | $\bar{\sigma}_b$ | $\bar{\sigma}_s$ | obs |
|-----------|----------|---------|------|-------|---------------|------|---------------|--------|------------------|------------------|-----|
| pot 50x50 | 1070,913 | 4,378   | 0    | 0     | 4,49          | 4,49 | 0             | 0      | 15               | 348              | CV  |
|           | 347,521  | 4,391   | 5,88 | 10,24 | 1,52          | 1,03 | 22,4          | 15,8   | 15               | 348              | CV  |
|           | 607,443  | 17,342  | 3,81 | 11,93 | 3,18          | 1,34 | 46,3          | 21,5   | 15               | 348              | CV  |
| pot 45x45 | 914,99   | -14,728 | 0    | 0     | 3,55          | 5,49 | 3,55          | 3,55   | 15               | 348              | CV  |
|           | 213,405  | 1,401   | 2,09 | 9,49  | 1,18          | 0,78 | 17,3          | 12,1   | 15               | 348              | CV  |
|           | 355,173  | 22,131  | 0    | 3,14  | 3,23          | 0,26 | 0             | 6,38   | 15               | 348              | CV  |
| pot 40x40 | 529,655  | -9,59   | 0    | 0     | 2,41          | 4,21 | 0             | 0      | 15               | 348              | CV  |
|           | 77,049   | -0,607  | 0    | 1,93  | 0,44          | 0,51 | 6,65          | 0      | 15               | 348              | CV  |
|           | 257,347  | 21,747  | 0    | 3,76  | 3,69          | 0    | 0             | -3,82  | 15               | 348              | CV  |
| pot 35x35 | 171,958  | -3,093  | 0    | 0     | 0,97          | 1,84 | 0             | 0      | 15               | 348              | CV  |
|           | -16,122  | -12,253 | 0    | 3,8   | 0             | 2,6  | 0             | 0      | 15               | 348              | CV  |
|           | 45,811   | 22,112  | 0    | 4,82  | 4,74          | 0    | 0             | -116,7 | 15               | 348              | CV  |

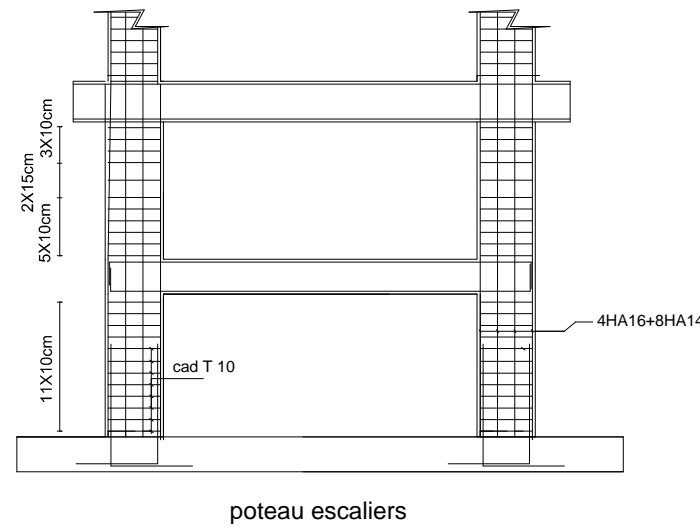
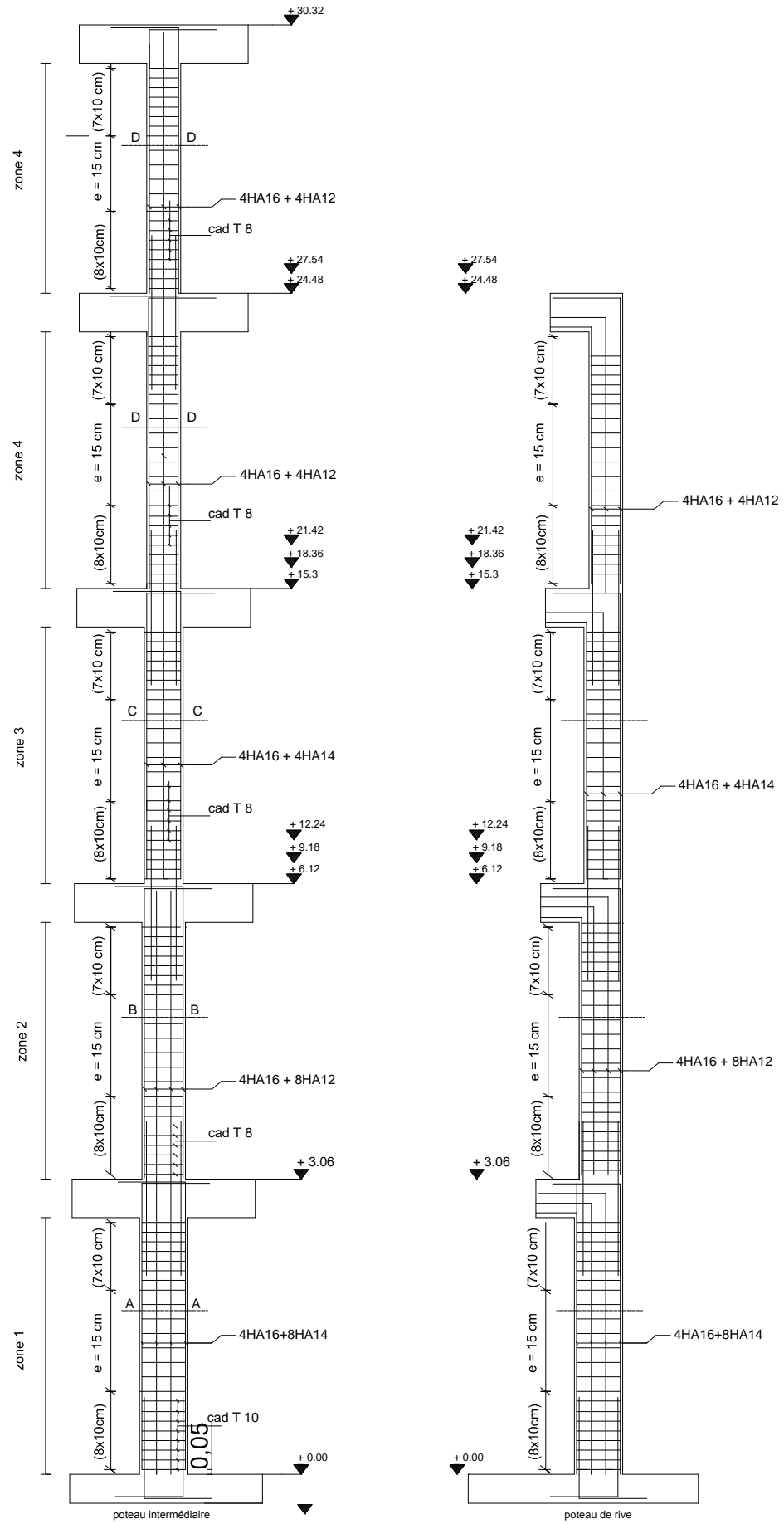
**IV.2.4.2. Vérifications à l'ELS (sens y-y) :**

| poteaux   | N        | M       | A'sc  | Ast  | $\sigma_{bc}$ |      | $\sigma_{st}$ |        | $\bar{\sigma}_b$ | $\bar{\sigma}_s$ | obs |
|-----------|----------|---------|-------|------|---------------|------|---------------|--------|------------------|------------------|-----|
| pot 50x50 | 1070,913 | 4,378   | 0     | 0    | 3,78          | 4,08 | 56,9          | 60,9   | 15               | 348              | CV  |
|           | 347,521  | 4,391   | 10,75 | 4,57 | 1,6           | 1,18 | 0             | 0      | 15               | 348              | CV  |
|           | 607,443  | 17,342  | 0     | 0    | 3,26          | 1,6  | 0             | 0      | 15               | 348              | CV  |
| pot 45x45 | 914,99   | -14,728 | 0     | 0    | 3,55          | 5,49 | 0             | 0      | 15               | 348              | CV  |
|           | 213,405  | 1,401   | 5,07  | 3,2  | 1,04          | 0,94 | 15,5          | 14,2   | 15               | 348              | CV  |
|           | 355,173  | 22,131  | 0     | 1,4  | 3,22          | 0,28 | 6,65          | 6,65   | 15               | 348              | CV  |
| pot 40x40 | 529,655  | -9,59   | 0     | 0    | 2,41          | 4,21 | 0             | 0      | 15               | 348              | CV  |
|           | 77,049   | -0,607  | 0,54  | 0    | 0,42          | 0,54 | 8,01          | 8,01   | 15               | 348              | CV  |
|           | 257,347  | 21,747  | 0     | 2,17 | 3,7           | 0    | 0             | -4,1   | 15               | 348              | CV  |
| pot 35x35 | 171,958  | -3,093  | 0     | 0    | 0,97          | 1,84 | 0             | 0      | 15               | 348              | CV  |
|           | -16,122  | -12,253 | 0,1   | 2,56 | 0             | 8,8  | -45           | -86,4  | 15               | 348              | CV  |
|           | 45,811   | 22,112  | 0     | 3,93 | 5,06          | 0    | 0             | -140,4 | 15               | 348              | CV  |

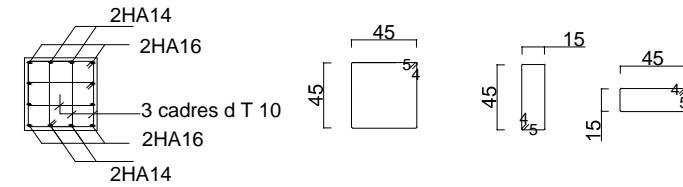
**Conclusion :**

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

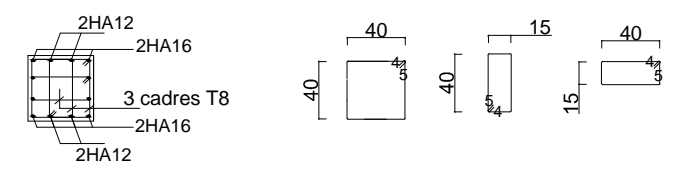
# Plan Ferrailage Poteaux



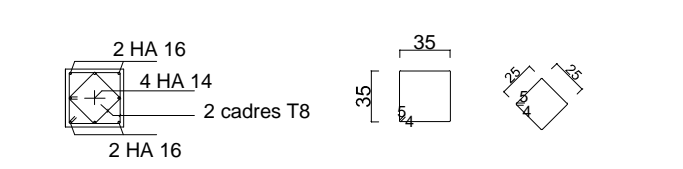
coupe A-A



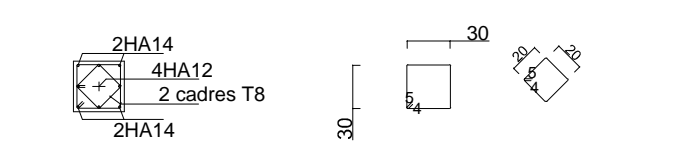
coupe B-B



coupe C-C



coupe D-D



|   |   |                                |
|---|---|--------------------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU<br>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |   |                                |
| <b>PROJET:</b><br>ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN<br>R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE<br>D'HABITATION ET COMMERCE  | <b>TITRE:</b><br>-Plan Ferrailage Poteaux |                                |
| <b>DOSSIER:</b> GENIE CIVIL   | <b>PLANCHE:</b> N°09                      | <b>ECHELLE:</b> 1/100 1/50     |
| <b>DESSINE PAR:</b><br>Mr.MEHLIOUB Mohand Oussalem<br>Mr.MATOUB Mohammed  | <b>ENCADRE PAR:</b><br>Mr.DERRADJ.M       | <b>PROMOTION:</b><br>2017/2018 |

### IV.3. Ferrailage des Voiles :

#### IV.3.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (05) zones :

- Zone 1 : E/Sol,
- Zone 2 : RDC ,1<sup>er</sup> niveau et 2<sup>ème</sup> niveau
- Zone 3 : 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> niveau
- Zone 4 : 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et Charpente.

#### IV.3.2. Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

|   |                          |          |
|---|--------------------------|----------|
| { | 1.35 G + 1.5 Q           | ELU      |
|   | G + Q                    | ELS      |
|   | G + Q + E <sub>x/y</sub> | RPA 2003 |
|   | 0.8 G ± E <sub>x/y</sub> | RPA 2003 |

#### IV.3.3. La méthode des bandes (MDB) :

C'est une méthode qui vient de la résistance des matériaux (RDM), Les efforts sont résumés en une résultante verticale équivalente à la situation la plus défavorable (M, N) qui est censé être reprise par les armatures verticales. Le calcul se fera pour des bandes de largeur d.

##### IV.3.3.1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer les contraintes  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  qu'on extrait du programme ROBOT STRUCTURE ANALYSE (RSA)

-Calcul de la longueur tendue et comprimée

$$L_t = L - L_c \quad \text{et} \quad L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

-Découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \dots [1] \text{Art7.7.4}$$

Avec :  $h_e$  : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

$L_t$  : longueur tendue

**Remarque :** Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

IV.3.3.2. Les différent cas de section :

|   |   |
|---|---|
| <p>a. Section entièrement comprimée</p>   | <p><b>Les efforts normaux :</b></p> $N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$ $N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$ <p><u>Détermination des armatures :</u></p> <p><b>Armatures verticales :</b></p> $A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } B = d \times e.$ <p style="text-align: right;"><math>f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}</math></p> <p><b>Armatures minimales : (BAEL 91/99)</b></p> $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$ |
| <p>b. Section partiellement comprimée</p> | <p><b>Les efforts normaux</b></p> $N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$ $N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$ <p><u>Détermination des armatures :</u></p> <p><b>Armatures verticales :</b></p> $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$ <p><b>Armatures minimales : (BAEL 91/99)</b></p> $A_{\min} \geq \max \left( \frac{0.23 \times B \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0.005 B \right)$  |
| <p>c. Section entièrement tendue</p>      | <p><b>Les efforts normaux</b></p> $N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$ <p><u>Détermination des armatures :</u></p> <p><b>Armatures verticales :</b></p> $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$ <p>Avec : <math>\sigma_s = 348 \text{ MPa}</math></p> <p><b>Armatures minimales : (BAEL 91/99)</b></p> $A_{\min} \geq \max \left( \frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times B \right)$  |

### IV.3.3.3. Exigences du RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %
- En zones courantes 0.10 %
- Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

#### (a) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10  $\Phi$ .

- D'après le BAEL 91/99 : 
$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le RPA99 (version 2003) : 
$$A_H \geq 0.15 \% \cdot B$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

#### (b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après ([1] Art7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

#### (c) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_c} \quad \text{Avec :} \quad T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

#### (d) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

### IV.3.3.4. Disposition constructive :

#### (a) Espacement :

D'après le R.P.A.99 version 2003 (Art 7.7.4.3), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

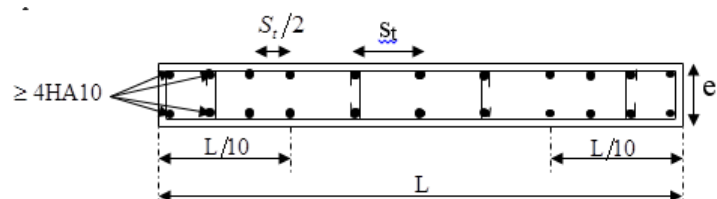


Figure 1\_Disposition des Armature verticale dans un voile

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**(b) Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**(c) Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

**IV.3.3.5. Les vérifications :**

**(a) Vérification à L'ELS :**

Pour ce cas: on vérifie que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \text{ et } \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : **Ns**: Effort normal appliqué ; **B**: Section du béton ; **A**: Section d'armatures adoptée

**(b) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**(i) D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} \quad \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : **b<sub>0</sub>**: Epaisseur du linteau ou du voile ; **d** : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

**h** : Hauteur totale de la section brute ; **V**=1,4xV<sub>calculé</sub>

**(ii) D'après le BAEL 91/99 :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad ; \quad \tau_u: \text{Contrainte de cisaillement ; Pour la fissuration préjudiciable.}$$

**IV.3.4. Exemple de calcul :**

Ferrailage d'un Voile Transversale L=2,50 m en Zone I (VTA.ZI 2,50)

**(a) Caractéristiques géométriques :**

$$L_{\text{Voile.ZI}}=2,25 \text{ m} \quad e=0,20 \text{ m} \quad I=0,19 \text{ m}^4 \quad B=0,45 \text{ m}^2 \quad V=V'=1,125 \text{ m}$$

**(b) Etape Extraires «σmax» et «σmin» de (R.S.A) :**

1. Sélectionner les voiles sens transversale, longueur L=2.50m et zone I (VTA.ZI).
2. click droit « Tableau » puis « Résultats réduits » une fenêtre s'affiche aller vers « Extrêmes globaux »
3. bouton droit « colonnes », coches « normales sRo, sRe » dans l'ongle « Résultats » pour avoir les contraintes et « TRy », « NRx » pour avoir l'effort tranchant et effort normal et cocher la coupes horizontales du bas dans l'ongle « Coupes ».
3. sélectionner 'les combinaisons' suivant le cas de charge.

|            | sRo [MPa]    | sRe [MPa]    | T TRy [kN]   | NRx [kN] |
|------------|--------------|--------------|--------------|----------|
| <b>MAX</b> | 2,519        | 5,533        | 259,469      | -825,216 |
| Panneau    | 1052         | 1052         | 1052         | 1052     |
| Coupe      | 3196-9       | 3196-9       | 3196-9       | 3196-9   |
| Cas        | 13 (C) (CQC) | 11 (C) (CQC) | 9 (C) (CQC)  | 7 (C)    |
| <b>MIN</b> | -5,047       | -7,990       | -218,298     | -829,638 |
| Panneau    | 1066         | 1052         | 1052         | 1066     |
| Coupe      | 3268-69      | 3196-9       | 3196-9       | 3268-69  |
| Cas        | 9 (C) (CQC)  | 13 (C) (CQC) | 13 (C) (CQC) | 7 (C)    |

**(c) Calcul de Sollicitation :**

-Les contraintes  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  que en extrait du programme (RSA) :

$$\sigma_{\max} = 5533 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{\min} = -7990 \text{ KN/m}^2$$

-Calcul des Longueurs comprimées et tendues :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L = \frac{5533}{7990 + 5533} \times 2,25 = 0,92\text{m} \quad L_t = L - L_c = 1,33\text{m}$$

- Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) \quad d \leq 0,61\text{m}$$

- **Bande 1** :  $d_1 = \min(L_t/2 ; d) = 0,61\text{m}$

A partir du Triangle Semblable en 'a  $\sigma_1 = \sigma_{\min} \times \frac{d_1}{L_t}$   $\sigma_1 = 3688,667 \text{ KN/m}^2$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e \quad N_1 = 716,76 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} \quad A_{v1} = 17,92 \text{ cm}^2$$

- **Bande 2** :  $d_2 = L_t - d_1 = 0,72\text{m}$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e \quad N_2 = 263,99 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} \quad A_{v2} = 6,60 \text{ cm}^2$$

**(i) Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{0,23 \times d \times e \times f_{t28}}{f_c}; 0,005 \times d \times e\right) = 6,1 \text{ cm}^2$$

**(ii) Armatures de couture:**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{v}}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times T}{f_e} \quad A_{vj} = 9,99 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par Bande :

$$A_{vt1} = A_{v1} + A_{vj}/4 = 17,92 + 9,99/4 = 20,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{vt2} = A_{v2} + A_{vj}/4 = 6.60 + 9.99/4 = 9.10 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures:**

$$A_{vt1} = 12\text{HA}16 = 24.12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Espacement } d1/(6-1) = 12.20 \text{ cm en prend } St = 11 \text{ cm.}$$

**(iii) Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91/99 : } A_h = A_{vt1}/4 = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA Mod 2003 : } A_h = 0.15 \% B = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 8\text{HA}12 = 9.04 \text{ cm}^2/\text{ml en prend } St = 13\text{cm.}$$

**(iv) Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 /m<sup>2</sup>).

**(d) Vérification des contraintes :**

$$\text{RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{e \cdot d} = \frac{1.4 \times 259.469 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2250} = 0.897 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.897 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\text{BAEL 91/99 : } \tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{259.469 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2250} = 0.641 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.641 \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3.26 \text{ Mpa}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{829.469 \times 10^3}{0.45 \times 10^6 + 15 \times 24.12 \times 10^2} = 1.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.71 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

**IV.4. Ferrailages et Vérifications de tous les Voiles :**

Le calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont faite a'partir des tableaux Excel présenter ci-dessous

### IV.4.1. Ferrailage des Voiles Longitudinaux :

Voile Longitudinale (VLA1.50m) :

| Caractéristiques géométriques                   | Zone                                       | I             | II                             | III              | IV              |                 |
|---|--|---------------|--------------------------------|------------------|-----------------|-----------------|
|   | hpoutre [m]                                | 0,35          | 0,35                           | 0,35             | 0,35            | 0,35            |
| hauteur etage [m]                               | 3,06                                       | 3,06          | 3,06                           | 3,06             | 3,06            |                 |
| L' [m]  | 1,25                                       | 1,28          | 1,30                           | 1,33             | 1,33            |                 |
| e [m]   | 0,20                                       | 0,20          | 0,20                           | 0,20             | 0,20            |                 |
| B [m <sup>2</sup> ]                             | 0,250                                      | 0,255         | 0,260                          | 0,265            | 0,265           |                 |
| H [m]   | 3,06                                       | 3,06          | 3,06                           | 3,06             | 3,06            |                 |
| he [m]  | 2,71                                       | 2,71          | 2,71                           | 2,71             | 2,71            |                 |
| Solicitation de calcul                          | T [KN]                                     | 146,939       | 144,724                        | 85,079           | 54,430          |                 |
|   | N <sub>ser</sub> [KN]                      | 568,12        | 521,12                         | 330,22           | 131,93          |                 |
|   | Vu [KN]                                    | 205,715       | 202,614                        | 119,111          | 76,202          |                 |
|   | σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]      | 8052          | 4657                           | 1207             | 1030            |                 |
|   | σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]      | -10596        | -7013                          | -2697            | -1526           |                 |
|   | σ <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )        | 400           | 400                            | 400              | 400             |                 |
|   | Lc [m]                                     | 0,54          | 0,51                           | 0,40             | 0,53            |                 |
|   | Lt [m]                                     | 0,71          | 0,77                           | 0,90             | 0,79            |                 |
|   | d<=min(he/2;2Lc/3) [m]                     | 0,36          | 0,34                           | 0,27             | 0,36            |                 |
|   | d1 = d <sub>adopté</sub> [m]               | 0,36          | 0,34                           | 0,27             | 0,36            |                 |
|   | d2 = Lt - d <sub>adopté</sub> [m]          | 0,36          | 0,43                           | 0,63             | 0,44            |                 |
|   | σ1 [KN/m <sup>2</sup> ]                    | 5298,000      | 3104,667                       | 804,667          | 686,667         |                 |
|   | N1 [KN]                                    | 564,45        | 343,19                         | 93,83            | 78,76           |                 |
|   | N2 [KN]                                    | 188,15        | 132,57                         | 50,70            | 29,88           |                 |
| armatures verticales                            | AV calculer (cm2)                          | Bande 1       | 14,11                          | 8,58             | 2,35            | 1,97            |
|   |  | Bande 2       | 4,70                           | 3,31             | 1,27            | 0,75            |
|   | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )         |               | 5,66                           | 5,57             | 3,28            | 2,10            |
|   | AV+(Avj/4) (cm2)                           | Bande 1       | 15,53                          | 9,97             | 3,16            | 2,49            |
| Bande 2   |  | 6,12          | 4,71                           | 2,09             | 1,27            |                 |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> ) |               | 3,6                            | 3,4              | 2,7             | 3,6             |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | Choix de Av (cm <sup>2</sup> )             | Bande 1       | 8 HA 16<br>16,08               | 8 HA 14<br>12,31 | 8 HA 12<br>9,04 | 8 HA 12<br>9,04 |
|   |  | Bande 2       | 6 HA 12<br>6,78                | 6 HA 12<br>6,78  | 6 HA 10<br>4,71 | 6 HA 10<br>4,71 |
|   | ST<=min(1,5e;30cm)                         |               | 30                             | 30               | 30              | 30              |
|   | Espacement (cm)                            | Bande 1       | 11                             | 11               | 11              | 11              |
| Bande 2   |  | 17            | 17                             | 17               | 17              |                 |
| Armatures horizontales                          | AH (cm2)                                   |               | 4,02                           | 3,83             | 3,90            | 3,98            |
|   | choix de la section/ml                     |               | 6 HA 12<br>6,78                | 6 HA 12<br>6,78  | 6 HA 12<br>6,78 | 6 HA 12<br>6,78 |
|   | Espacement st(cm)                          |               | 17                             | 17               | 17              | 17              |
| Armatures transversales                         | A <sub>t</sub> adoptées                    |               | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |                  |                 |                 |
| Véification                                     | $\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$             | $\tau_b$      | 0,914                          | 0,883            | 0,509           | 0,320           |
|   | $\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$          | $\tau_u$      | 0,653                          | 0,631            | 0,364           | 0,228           |
|   | $\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$         | $\sigma_{bc}$ | 2,07                           | 1,91             | 1,21            | 0,47            |

Figure 2\_Voile longitudinale (VLA 1.50m)

Voile Longitudinale (VLB1.90m) :

| Caractéristiques géométriques                   | Zone  | I                              | II               | III              | IV              |                 |
|---|---|--------------------------------|------------------|------------------|-----------------|-----------------|
|   | hpoutre [m]                                   | 0,00                           | 0,00             | 0,00             | 0,00            | 0,00            |
| hauteur etage [m]                               | 3,06  | 3,06                           | 3,06             | 3,06             | 3,06            |                 |
| L' [m]  | 1,90  | 1,90                           | 1,90             | 1,90             | 1,90            |                 |
| e [m]   | 0,20  | 0,20                           | 0,20             | 0,20             | 0,20            |                 |
| B [m <sup>2</sup> ]                             | 0,380   | 0,380                          | 0,380            | 0,380            | 0,380           |                 |
| H [m]   | 3,06  | 3,06                           | 3,06             | 3,06             | 3,06            |                 |
| he [m]  | 3,06  | 3,06                           | 3,06             | 3,06             | 3,06            |                 |
| Solicitation de calcul                          | T [KN]  | 363,382                        | 410,573          | 228,508          | 98,732          |                 |
|   | N <sub>ser</sub> [KN]                         | 901,28                         | 857,59           | 629,87           | 322,68          |                 |
|   | Vu [KN]                                       | 508,735                        | 574,802          | 319,911          | 138,225         |                 |
|   | σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]         | 4180                           | 2724             | 865              | 377             |                 |
|   | σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]         | -8135                          | -6498            | -2783            | -1623           |                 |
|   | σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )           | 400                            | 400              | 400              | 400             |                 |
|   | Lc [m]  | 0,64                           | 0,56             | 0,45             | 0,36            |                 |
|   | Lt [m]  | 1,26                           | 1,34             | 1,45             | 1,54            |                 |
|   | d<=min(he/2;2Lc/3) [m]                        | 0,43                           | 0,37             | 0,30             | 0,24            |                 |
|   | d1 = d <sub>adopté</sub> [m]                  | 0,43                           | 0,37             | 0,30             | 0,24            |                 |
|   | d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m] | 0,83                           | 0,96             | 1,15             | 1,30            |                 |
|   | σ1 [KN/m <sup>2</sup> ]                       | 2786,667                       | 1816,000         | 576,667          | 251,333         |                 |
|   | N1 [KN]                                       | 469,56                         | 311,07           | 100,91           | 44,75           |                 |
| N2 [KN]   | 229,94  | 175,18                         | 66,27            | 32,75            |                 |                 |
| armatures verticales                            | AV calculer (cm2)                             | Bande 1                        | 11,74            | 7,78             | 2,52            | 1,12            |
|   |   | Bande 2                        | 5,75             | 4,38             | 1,66            | 0,82            |
|   | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )            | 13,99                          | 15,81            | 8,80             | 3,80            |                 |
|   | AV+(Avj/4) (cm2)                              | Bande 1                        | 15,24            | 11,73            | 4,72            | 2,07            |
|   |   | Bande 2                        | 9,25             | 8,33             | 3,86            | 1,77            |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )    | 4,3                            | 3,7              | 3,0              | 2,4             |                 |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | Choix de Av (cm <sup>2</sup> )                | Bande 1                        | 8 HA 16<br>16,08 | 8 HA 14<br>12,31 | 8 HA 12<br>9,04 | 8 HA 12<br>9,04 |
|   |   | Bande 2                        | 8 HA 14<br>12,31 | 8 HA 14<br>12,31 | 8 HA 12<br>9,04 | 8 HA 12<br>9,04 |
|   | ST<=min(1,5e;30cm)                            | 30                             | 30               | 30               | 30              |                 |
|   | Espacement (cm)                               | Bande 1                        | 11               | 11               | 11              | 11              |
|   |   | Bande 2                        | 20               | 20               | 20              | 20              |
| Armatures horizontales                          | AH (cm2)                                      | 5,70                           | 5,70             | 5,70             | 5,70            |                 |
|   | choix de la section/ml                        | 6 HA 12<br>6,78                | 6 HA 12<br>6,78  | 6 HA 12<br>6,78  | 6 HA 12<br>6,78 |                 |
|   | Espacement st(cm)                             | 17                             | 17               | 17               | 17              |                 |
| Armatures transversales                         | A <sub>t</sub> adoptées                       | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |                  |                  |                 |                 |
| Véification                                     | $\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$                | T <sub>b</sub>                 | 1,488            | 1,681            | 0,935           | 0,404           |
|   | $\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$             | T <sub>u</sub>                 | 1,063            | 1,201            | 0,668           | 0,289           |
|   | $\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$            | σ <sub>bc</sub>                | 2,23             | 2,15             | 1,60            | 0,82            |

Figure 3\_Voile longitudinale (VLB 1.90m) Ascenseur

### IV.5. Ferrailage des Voiles Transversaux :

Voile Transversale (VTA2.50m) :

| Caractéristiques géométriques                   | Zone  |               | I                              | II                | III               | IV                |
|---|---|---------------|--------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
|   | hpoutre [m]                                   |               | 0,40                           | 0,40              | 0,40              | 0,40              |
|   | hauteur etage [m]                             |               | 3,06                           | 3,06              | 3,06              | 3,06              |
|   | L' [m]  |               | 2,25                           | 2,28              | 2,30              | 2,33              |
|   | e [m]   |               | 0,20                           | 0,20              | 0,20              | 0,20              |
|   | B [m <sup>2</sup> ]                           |               | 0,450                          | 0,455             | 0,460             | 0,465             |
|   | H [m]   |               | 3,06                           | 3,06              | 3,06              | 3,06              |
|   | he [m]  |               | 2,66                           | 2,66              | 2,66              | 2,66              |
| Solicitation de calcul                          | T [KN]  |               | 259,469                        | 310,833           | 217,415           | 100,235           |
|   | N <sub>ser</sub> [KN]                         |               | 829,64                         | 793,03            | 549,60            | 240,51            |
|   | Vu [KN]                                       |               | 363,257                        | 435,166           | 304,381           | 140,329           |
|   | σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]         |               | 5533                           | 3459              | 534               | 386               |
|   | σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]         |               | -7990                          | -5916             | -2234             | -1185             |
|   | σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )           |               | 400                            | 400               | 400               | 400               |
|   | Lc [m]  |               | 0,92                           | 0,84              | 0,44              | 0,57              |
|   | Lt [m]  |               | 1,33                           | 1,44              | 1,86              | 1,75              |
|   | d<=min(he/2;2Lc/3) [m]                        |               | 0,61                           | 0,56              | 0,30              | 0,38              |
|   | d1 = d <sub>adopté</sub> [m]                  |               | 0,61                           | 0,56              | 0,30              | 0,38              |
|   | d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m] |               | 0,72                           | 0,88              | 1,56              | 1,37              |
|   | σ1 [KN/m <sup>2</sup> ]                       |               | 3688,667                       | 2306,000          | 356,000           | 257,333           |
|   | N1 [KN]                                       |               | 716,76                         | 460,09            | 76,61             | 54,93             |
|   | N2 [KN]                                       |               | 263,99                         | 202,01            | 55,55             | 35,33             |
| armatures verticales                            | AV calculer (cm <sup>2</sup> )                | Bande 1       | 17,92                          | 11,50             | 1,92              | 1,37              |
|   |   | Bande 2       | 6,60                           | 5,05              | 1,39              | 0,88              |
|   | A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )             |               | 9,99                           | 11,97             | 8,37              | 3,86              |
|   | AV+(Avj/4) (cm <sup>2</sup> )                 | Bande 1       | 20,42                          | 14,49             | 4,01              | 2,34              |
| Bande 2   |   | 9,10          | 8,04                           | 3,48              | 1,85              |                   |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )    |               | 6,1                            | 5,6               | 3,0               | 3,8               |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | Choix de Av (cm <sup>2</sup> )                | Bande 1       | 12 HA 16<br>24,12              | 12 HA 14<br>18,46 | 12 HA 14<br>18,46 | 12 HA 12<br>13,56 |
|   |   | Bande 2       | 8 HA 14<br>12,31               | 8 HA 14<br>12,31  | 8 HA 12<br>9,04   | 8 HA 12<br>9,04   |
|   | ST<=min(1,5e;30cm)                            |               | 30                             | 30                | 30                | 30                |
|   | Espacement (cm)                               | Bande 1       | 11                             | 11                | 11                | 11                |
|   |   | Bande 2       | 22                             | 22                | 22                | 22                |
| Armatures horizontales                          | AH (cm <sup>2</sup> )                         |               | 6,75                           | 6,83              | 6,90              | 6,98              |
|   | choix de la section/ml                        |               | 8 HA 12<br>9,04                | 8 HA 12<br>9,04   | 8 HA 12<br>9,04   | 8 HA 12<br>9,04   |
|   | Espacement st(cm)                             |               | 13                             | 13                | 13                | 13                |
| Armatures transversales                         | A <sub>t</sub> adoptées                       |               | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |                   |                   |                   |
| Véfication                                      | $\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$                | $\tau_b$      | 0,897                          | 1,063             | 0,735             | 0,335             |
|   | $\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$             | $\tau_u$      | 0,641                          | 0,759             | 0,525             | 0,240             |
|   | $\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$            | $\sigma_{bc}$ | 1,71                           | 1,64              | 1,13              | 0,50              |

Figure 4\_Voile Transversale (VTA 2.50m)

Voile Transversale (VTB3.00m) :

| Caractéristiques géométriques                   | Zone  |               | I                              | II                | III               | IV                |
|---|---|---------------|--------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
|   | hpoutre [m]                                   |               | 0,40                           | 0,40              | 0,40              | 0,40              |
|   | hauteur etage [m]                             |               | 3,06                           | 3,06              | 3,06              | 3,06              |
|   | L' [m]  |               | 2,75                           | 2,78              | 2,80              | 2,83              |
|   | e [m]   |               | 0,20                           | 0,20              | 0,20              | 0,20              |
|   | B [m <sup>2</sup> ]                           |               | 0,550                          | 0,555             | 0,560             | 0,565             |
|   | H [m]   |               | 3,06                           | 3,06              | 3,06              | 3,06              |
| he [m]  |   | 2,66          | 2,66                           | 2,66              | 2,66              |                   |
| Solicitation de calcul                          | T [KN]  |               | 361,028                        | 408,530           | 244,658           | 87,720            |
|   | N <sub>ser</sub> [KN]                         |               | 1095,85                        | 988,97            | 654,47            | 259,58            |
|   | Vu [KN]                                       |               | 505,439                        | 571,942           | 342,521           | 122,808           |
|   | σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]         |               | 6433                           | 4317              | 670               | 811               |
|   | σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]         |               | -9462                          | -6750             | -1995             | -1201             |
|   | σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )           |               | 400                            | 400               | 400               | 400               |
|   | Lc [m]  |               | 1,11                           | 1,08              | 0,70              | 1,14              |
|   | Lt [m]  |               | 1,64                           | 1,69              | 2,10              | 1,69              |
|   | d<=min(he/2;2Lc/3) [m]                        |               | 0,74                           | 0,72              | 0,47              | 0,76              |
|   | d1 = d <sub>adopté</sub> [m]                  |               | 0,74                           | 0,72              | 0,47              | 0,76              |
|   | d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m] |               | 0,90                           | 0,97              | 1,63              | 0,93              |
|   | σ1 [KN/m <sup>2</sup> ]                       |               | 4288,667                       | 2878,000          | 446,667           | 540,667           |
|   | N1 [KN]                                       |               | 1020,28                        | 694,80            | 114,59            | 132,22            |
|   | N2 [KN]                                       |               | 383,85                         | 279,42            | 72,66             | 50,13             |
| armatures verticales                            | AV calculer (cm <sup>2</sup> )                | Bande 1       | 25,51                          | 17,37             | 2,86              | 3,31              |
|   |   | Bande 2       | 9,60                           | 6,99              | 1,82              | 1,25              |
|   | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )            |               | 13,90                          | 15,73             | 9,42              | 3,38              |
|   | AV+(Avj/4) (cm <sup>2</sup> )                 | Bande 1       | 28,98                          | 21,30             | 5,22              | 4,15              |
| Bande 2   |   | 13,07         | 10,92                          | 4,17              | 2,10              |                   |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )    |               | 7,4                            | 7,2               | 4,7               | 7,6               |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | Choix de Av (cm <sup>2</sup> )                | Bande 1       | 16 HA 16<br>32,15              | 16 HA 14<br>24,62 | 16 HA 12<br>18,09 | 16 HA 12<br>18,09 |
|   |   | Bande 2       | 10 HA 14<br>15,39              | 10 HA 14<br>15,39 | 10 HA 12<br>11,30 | 10 HA 12<br>11,30 |
|   | ST<=min(1,5e;30cm)                            |               | 30                             | 30                | 30                | 30                |
|   | Espacement (cm)                               | Bande 1       | 10                             | 10                | 10                | 10                |
| Bande 2   |   | 19            | 19                             | 19                | 19                |                   |
| Armatures horizontales                          | AH (cm <sup>2</sup> )                         |               | 8,25                           | 8,33              | 8,40              | 8,48              |
|   | choix de la section/ml                        |               | 8 HA 12<br>9,04                | 8 HA 12<br>9,04   | 8 HA 12<br>9,04   | 8 HA 12<br>9,04   |
|   | Espacement st(cm)                             |               | 13                             | 13                | 13                | 13                |
| Armatures transversales                         | At adoptées                                   |               | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |                   |                   |                   |
| Véfication                                      | $\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$                | $\tau_b$      | 1,021                          | 1,145             | 0,680             | 0,242             |
|   | $\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$             | $\tau_u$      | 0,729                          | 0,818             | 0,485             | 0,173             |
|   | $\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$            | $\sigma_{bc}$ | 1,83                           | 1,67              | 1,11              | 0,44              |

Figure 5\_Voile Transversale (VTB 3.00m)

Voile Transversale (VTC1.10m) :

| Caractéristiques géométriques                   | Zone  |                 | I                              | II              | III             | IV              |
|---|---|-----------------|--------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
|   | hpoutre [m]                                   |                 | 0,40                           | 0,40            | 0,40            | 0,40            |
|   | hauteur étage [m]                             |                 | 3,06                           | 3,06            | 3,06            | 3,06            |
|   | L' [m]  |                 | 0,85                           | 0,88            | 0,90            | 0,93            |
|   | e [m]   |                 | 0,20                           | 0,20            | 0,20            | 0,20            |
|   | B [m <sup>2</sup> ]                           |                 | 0,170                          | 0,175           | 0,180           | 0,185           |
|   | H [m]   |                 | 3,06                           | 3,06            | 3,06            | 3,06            |
| he [m]  |   | 2,66            | 2,66                           | 2,66            | 2,66            |                 |
| Solicitation de calcul                          | T [KN]  |                 | 61,183                         | 56,768          | 59,676          | 48,720          |
|   | N <sub>ser</sub> [KN]                         |                 | 373,49                         | 332,56          | 219,98          | 89,35           |
|   | Vu [KN]                                       |                 | 85,656                         | 79,475          | 83,546          | 68,208          |
|   | σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]         |                 | 3907                           | 2241            | 1154            | 1014            |
|   | σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]         |                 | -6608                          | -4578           | -2817           | -1527           |
|   | σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )           |                 | 400                            | 400             | 400             | 400             |
|   | L <sub>c</sub> [m]                            |                 | 0,32                           | 0,29            | 0,26            | 0,37            |
|   | L <sub>t</sub> [m]                            |                 | 0,53                           | 0,59            | 0,64            | 0,56            |
|   | d<=min(he/2;2Lc/3) [m]                        |                 | 0,21                           | 0,19            | 0,17            | 0,25            |
|   | d1 = d <sub>adopté</sub> [m]                  |                 | 0,21                           | 0,19            | 0,17            | 0,25            |
|   | d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m] |                 | 0,32                           | 0,40            | 0,46            | 0,31            |
|   | σ1 [KN/m <sup>2</sup> ]                       |                 | 2604,667                       | 1494,000        | 769,333         | 676,000         |
|   | N1 [KN]                                       |                 | 193,98                         | 116,40          | 62,53           | 54,21           |
| N2 [KN]   |   | 84,29           | 59,12                          | 35,70           | 20,94           |                 |
| armatures verticales                            | AV calculer (cm <sup>2</sup> )                | Bande 1         | 4,85                           | 2,91            | 1,56            | 1,36            |
|   |   | Bande 2         | 2,11                           | 1,48            | 0,89            | 0,52            |
|   | A <sub>v,i</sub> (cm <sup>2</sup> )           |                 | 2,36                           | 2,19            | 2,30            | 1,88            |
|   | AV+(Avj/4) (cm <sup>2</sup> )                 | Bande 1         | 5,44                           | 3,46            | 2,14            | 1,82            |
| Bande 2   |   | 2,70            | 2,02                           | 1,47            | 0,99            |                 |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )    |                 | 2,1                            | 1,9             | 1,7             | 2,5             |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | Choix de Av (cm <sup>2</sup> )                | Bande 1         | 4 HA 14<br>6,15                | 4 HA 14<br>6,15 | 4 HA 12<br>4,52 | 4 HA 12<br>4,52 |
|   |   | Bande 2         | 6 HA 12<br>6,78                | 6 HA 12<br>6,78 | 6 HA 10<br>4,71 | 6 HA 10<br>4,71 |
|   | ST<=min(1,5e;30cm)                            |                 | 30                             | 30              | 30              | 30              |
|   | Espacement (cm)                               | Bande 1         | 10                             | 10              | 10              | 10              |
| Bande 2   |   | 15              | 15                             | 15              | 15              |                 |
| Armatures horizontales                          | AH (cm <sup>2</sup> )                         |                 | 2,55                           | 2,63            | 2,70            | 2,78            |
|   | choix de la section /ml                       |                 | 6 HA 12<br>6,78                | 6 HA 12<br>6,78 | 6 HA 12<br>6,78 | 6 HA 12<br>6,78 |
|   | Espacement st(cm)                             |                 | 17                             | 17              | 17              | 17              |
| Armatures transversales                         | A <sub>t</sub> adoptées                       |                 | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |                 |                 |                 |
| Véfication                                      | $\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$                | τ <sub>b</sub>  | 0,560                          | 0,505           | 0,516           | 0,410           |
|   | $\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$             | τ <sub>u</sub>  | 0,400                          | 0,360           | 0,368           | 0,293           |
|   | $\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$            | σ <sub>bc</sub> | 2,07                           | 1,80            | 1,18            | 0,47            |

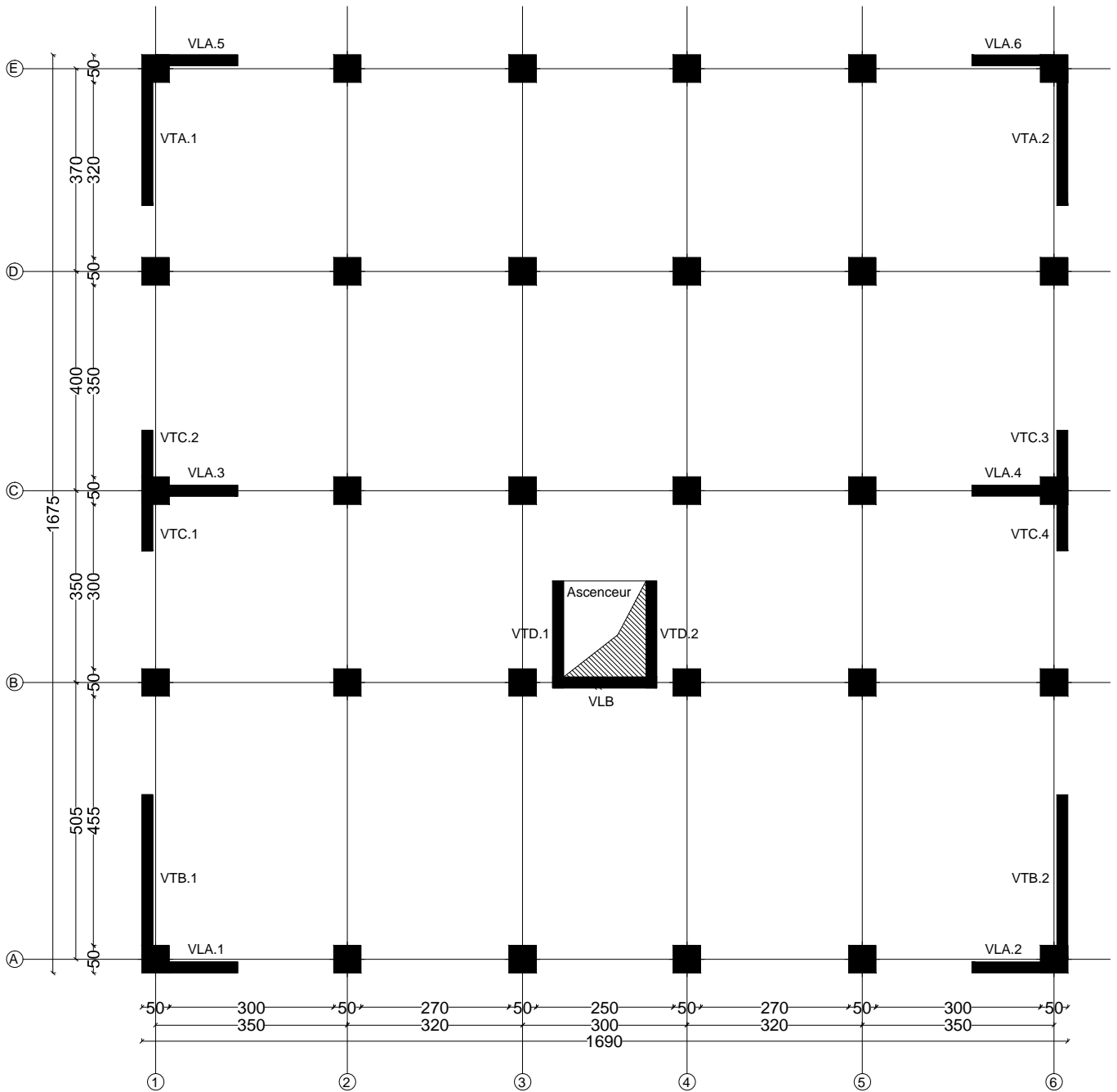
Figure 6\_Voile Transversale (VTC 1.10m)

Voile Transversale (VTD1.95m) :

| Caractéristiques géométriques                   | Zone  |                 | I                              | II               | III             | IV              |
|---|---|-----------------|--------------------------------|------------------|-----------------|-----------------|
|   | hpoutre [m]                                   |                 | 0,00                           | 0,00             | 0,00            | 0,00            |
|   | hauteur étage [m]                             |                 | 3,06                           | 3,06             | 3,06            | 3,06            |
|   | L' [m]  |                 | 1,95                           | 1,95             | 1,95            | 1,95            |
|   | e [m]   |                 | 0,20                           | 0,20             | 0,20            | 0,20            |
|   | B [m <sup>2</sup> ]                           |                 | 0,390                          | 0,390            | 0,390           | 0,390           |
|   | H [m]   |                 | 3,06                           | 3,06             | 3,06            | 3,06            |
|   | he [m]  |                 | 3,06                           | 3,06             | 3,06            | 3,06            |
| Solicitation de calcul                          | T [KN]  |                 | 165,815                        | 136,525          | 75,293          | 44,894          |
|   | N <sub>ser</sub> [KN]                         |                 | 1005,23                        | 930,31           | 632,84          | 227,57          |
|   | Vu [KN]                                       |                 | 232,141                        | 191,135          | 105,410         | 62,852          |
|   | σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]         |                 | 3958                           | 2691             | 307             | 378             |
|   | σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]         |                 | -7717                          | -6038            | -2581           | -1170           |
|   | σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )           |                 | 400                            | 400              | 400             | 400             |
|   | Lc [m]  |                 | 0,66                           | 0,60             | 0,21            | 0,48            |
|   | Lt [m]  |                 | 1,29                           | 1,35             | 1,74            | 1,47            |
|   | d<=min(he/2;2Lc/3) [m]                        |                 | 0,44                           | 0,40             | 0,14            | 0,32            |
|   | d1 = d <sub>adopté</sub> [m]                  |                 | 0,44                           | 0,40             | 0,14            | 0,32            |
|   | d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub> [m] |                 | 0,85                           | 0,95             | 1,60            | 1,16            |
|   | σ1 [KN/m <sup>2</sup> ]                       |                 | 2638,667                       | 1794,000         | 204,667         | 252,000         |
|   | N1 [KN]                                       |                 | 456,39                         | 313,88           | 38,50           | 45,14           |
|   | N2 [KN]                                       |                 | 223,81                         | 170,09           | 32,84           | 29,14           |
| armatures verticales                            | AV calculer (cm <sup>2</sup> )                | Bande 1         | 11,41                          | 7,85             | 0,96            | 1,13            |
|   |   | Bande 2         | 5,60                           | 4,25             | 0,82            | 0,73            |
|   | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )            |                 | 6,38                           | 5,26             | 2,90            | 1,73            |
|   | AV+(Avj/4) (cm <sup>2</sup> )                 | Bande 1         | 13,01                          | 9,16             | 1,69            | 1,56            |
| Bande 2   |   | 7,19            | 5,57                           | 1,55             | 1,16            |                 |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )    |                 | 4,4                            | 4,0              | 1,4             | 3,2             |
| Ferrillage adopté pour les armatures verticales | Choix de Av (cm <sup>2</sup> )                | Bande 1         | 8 HA 16<br>16,08               | 8 HA 14<br>12,31 | 8 HA 12<br>9,04 | 8 HA 12<br>9,04 |
|   |   | Bande 2         | 6 HA 14<br>9,23                | 6 HA 14<br>9,23  | 6 HA 12<br>6,78 | 6 HA 12<br>6,78 |
|   | ST<=min(1,5e;30cm)                            |                 | 30                             | 30               | 30              | 30              |
|   | Espacement (cm)                               | Bande 1         | 11                             | 11               | 11              | 11              |
|   |   | Bande 2         | 20                             | 20               | 20              | 20              |
| Armatures horizontales                          | AH (cm <sup>2</sup> )                         |                 | 5,85                           | 5,85             | 5,85            | 5,85            |
|   | choix de la section /ml                       |                 | 6 HA 12<br>6,78                | 6 HA 12<br>6,78  | 6 HA 12<br>6,78 | 6 HA 12<br>6,78 |
|   | Espacement st(cm)                             |                 | 17                             | 17               | 17              | 17              |
| Armatures transversales                         | At adoptées                                   |                 | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |                  |                 |                 |
| Véification                                     | $\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$                | T <sub>b</sub>  | 0,661                          | 0,545            | 0,300           | 0,179           |
|   | $\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$             | T <sub>u</sub>  | 0,472                          | 0,389            | 0,215           | 0,128           |
|   | $\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$            | σ <sub>bc</sub> | 2,43                           | 2,28             | 1,57            | 0,56            |

Figure 7\_Voile transversale (VTD 1.95m) Ascenseur

# Plan Disposition Des Voiles



| Tableau des voiles        |        |              |
|---------------------------|--------|--------------|
| Nom                       | Nombre | Longueur [m] |
| Voiles de contreventement |        |              |
| VLA                       | 6      | 1,50         |
| VTA                       | 2      | 2,50         |
| VTB                       | 2      | 3,00         |
| VTC                       | 4      | 1,10         |
| Voiles Ascenceure         |        |              |
| VLB                       | 1      | 1,90         |
| VTD                       | 2      | 1,95         |

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**  
 ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN  
 R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE  
 D'HABITATION ET COMMERCE

**TITRE:**  
 -Plan Disposition Des Voiles

**DOSSIER:** GENIE CIVIL

**PLANCHE:** N°10

**ECHELLE:** 1/150

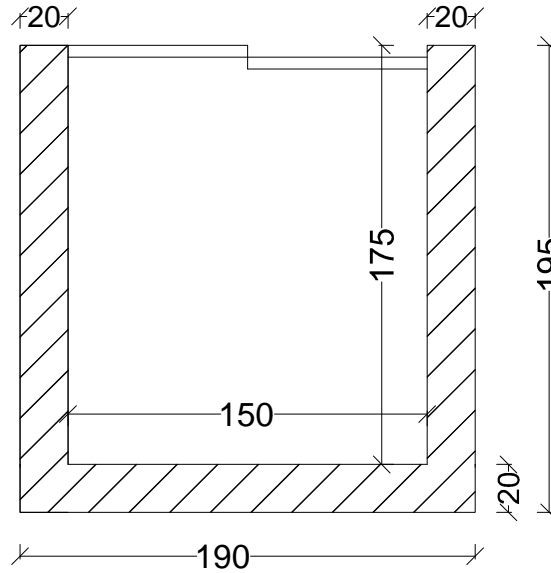
**DESSINE PAR:**  
 Mr.MEHLAUB Mohand Oussalem  
 Mr.MATOUB Mohammed

**ENCADRE PAR:**  
 Mr.DERRADJ.M

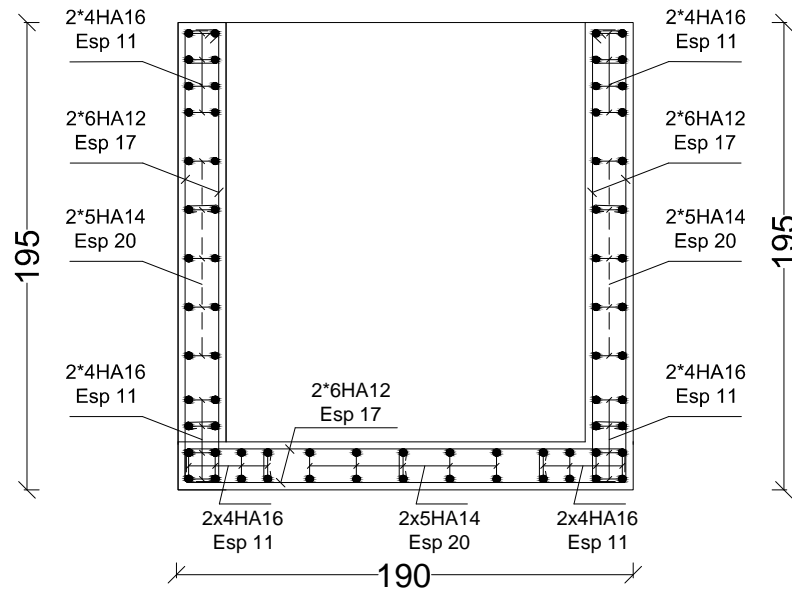
**PROMOTION:**  
 2017/2018

# Plan Ferrailage Voiles Ascenseur

## Cofrage Voiles Ascenseur



## Ferailage Voiles Ascenseur



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**  
ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN  
R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE  
D'HABITATION ET COMMERCE

**TITRE:**  
- Plan Ferrailage Voiles Ascenseur

**DOSSIER:** GENIE CIVIL

**PLANCHE:** N°11

**ECHELLE:** 1/50

**DESSINE PAR:**  
Mr.MEHLLOUB Mohand Oussalem  
Mr.MATOUB Mohammed

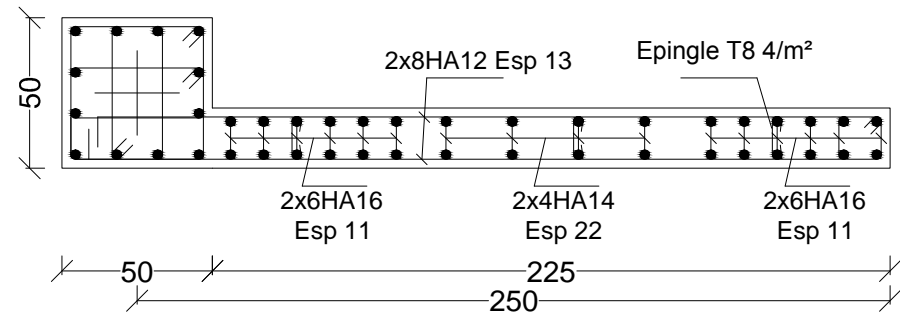
**ENCADRE PAR:**  
Mr.DERRADJ.M

**PROMOTION:**  
2017/2018

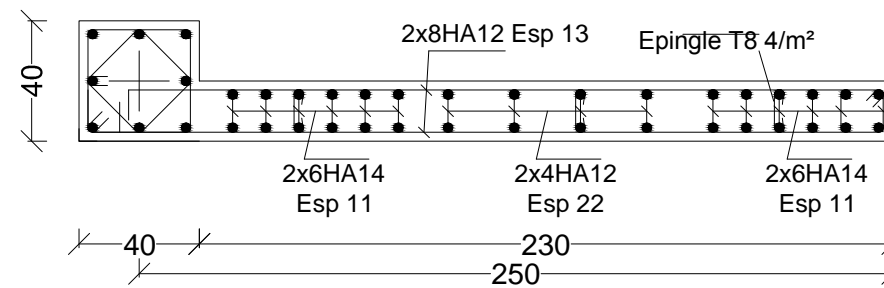
## Voile Transversale A (2.50 m)

### Plan Ferrailage Des Voiles De Contreventement VTA2.50m et VTC1.10m

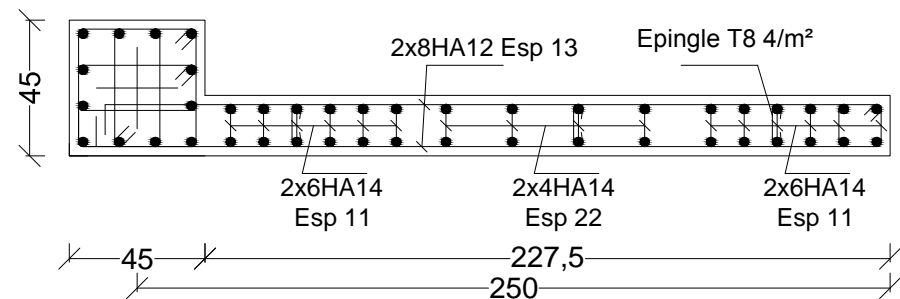
Zone I



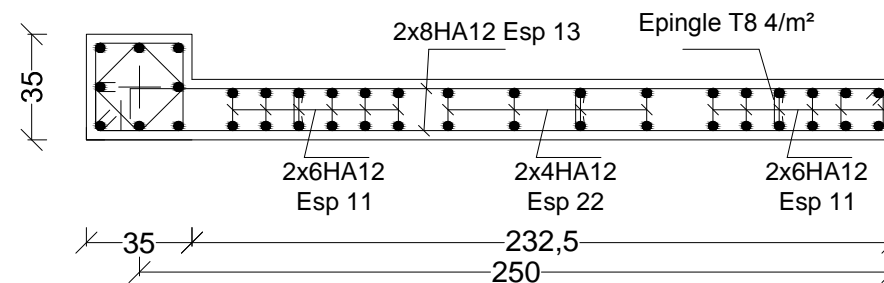
Zone III



Zone II

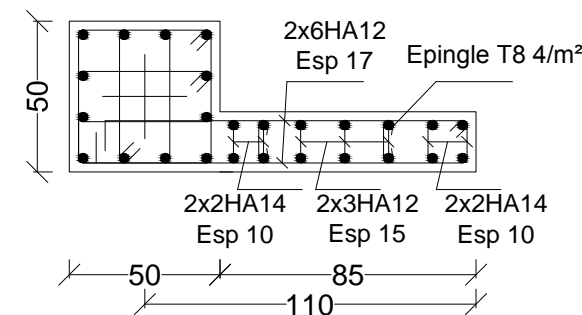


Zone IV

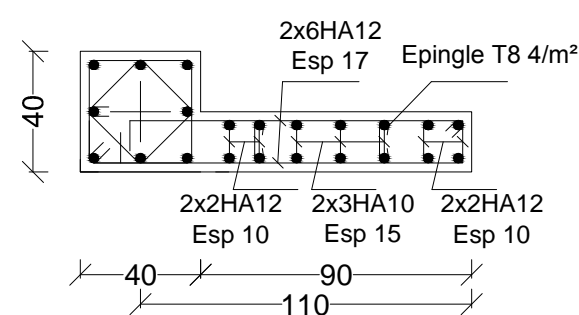


## Voile Transversale C (1.10 m)

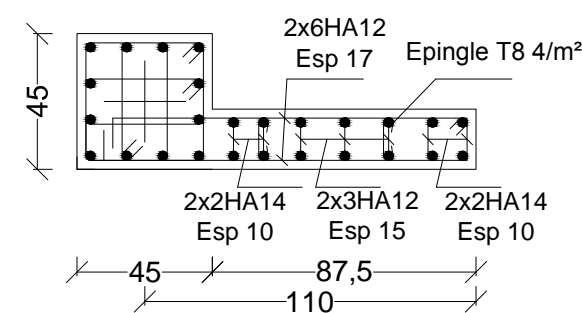
Zone I



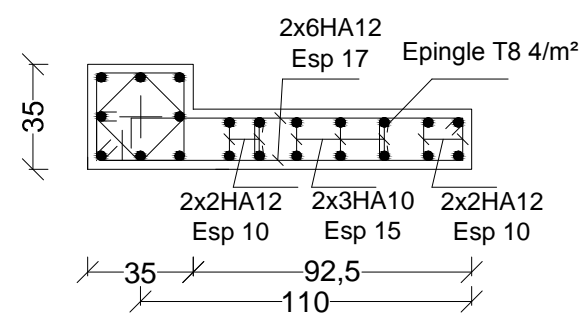
Zone III



Zone II



Zone IV

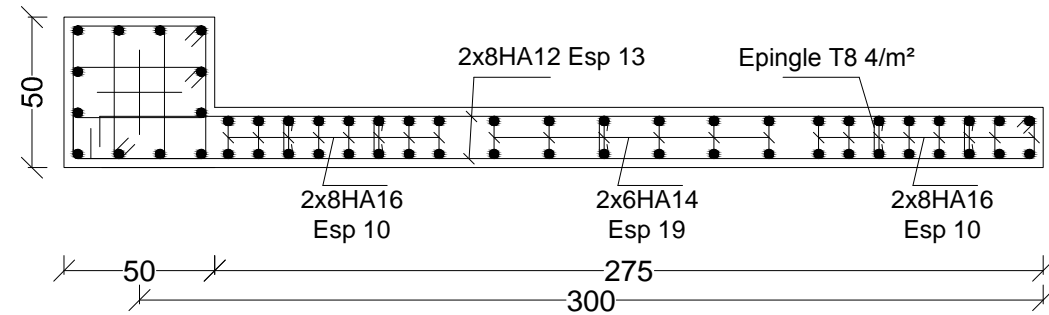


|  |  |                                |
|--|--|--------------------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU<br>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |  |                                |
| <b>PROJET:</b><br>ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN<br>R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE<br>D'HABITATION ET COMMERCE   | <b>TITRE:</b><br>-Plan Ferrailage Des Voiles<br>De Contreventement VTA2.50m<br>et VTC1.10m |                                |
| <b>DOSSIER:</b> GENIE CIVIL  | <b>PLANCHE:</b> N°12   | <b>ECHELLE:</b> 1/100          |
| <b>DESSINE PAR:</b><br>Mr.MEHLIOUB Mohand Oussalem<br>Mr.MATOUB Mohammed   | <b>ENCADRE PAR:</b><br>Mr.DERRADJ.M  | <b>PROMOTION:</b><br>2017/2018 |

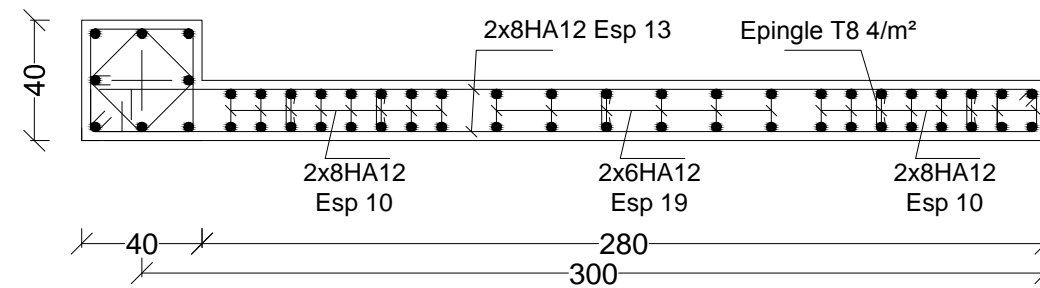
## Voile Transversale B (3.00 m)

### Plan Ferrailage Des Voiles De Contreventement VLA1.50m et VTB3.00m

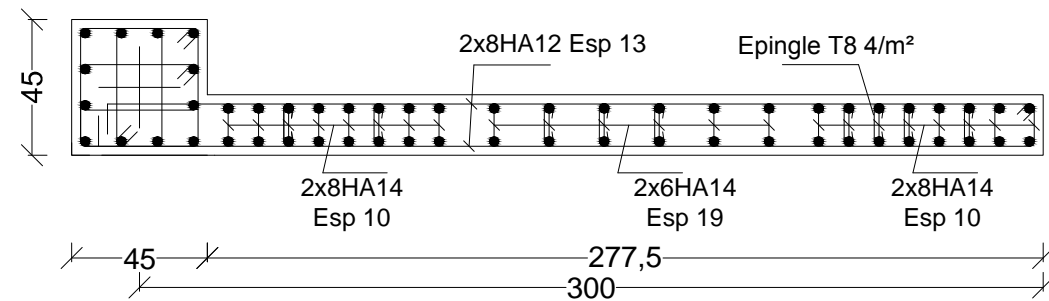
Zone I



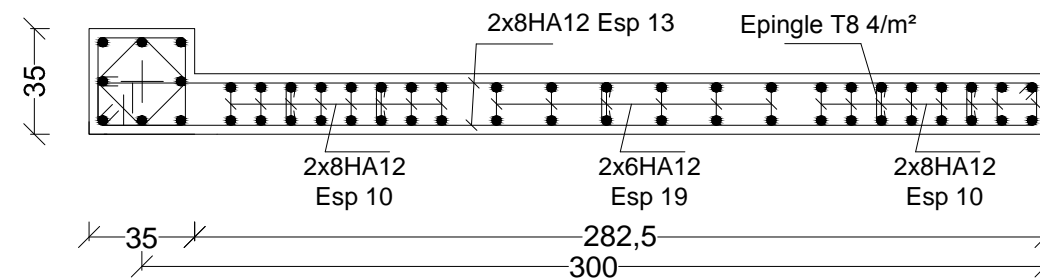
Zone III



Zone II

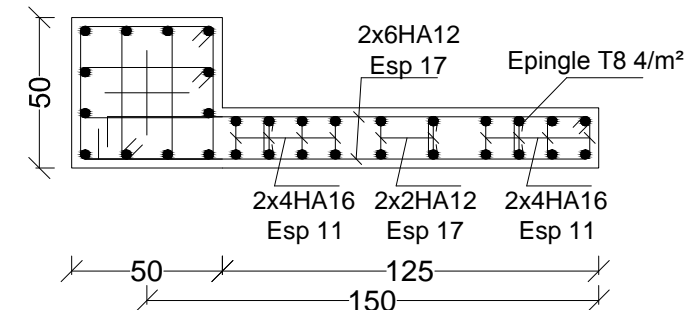


Zone IV

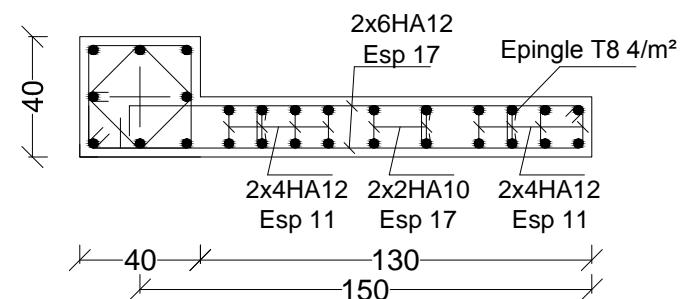


## Voile Longitudinale A (1.50 m)

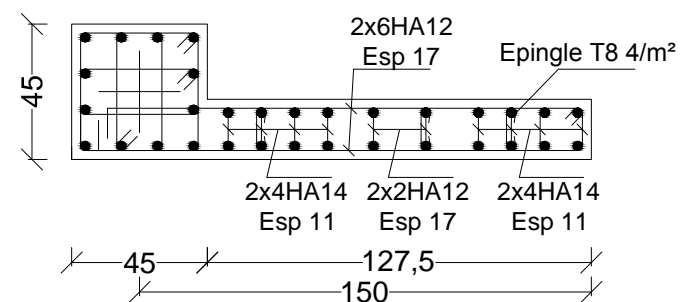
Zone I



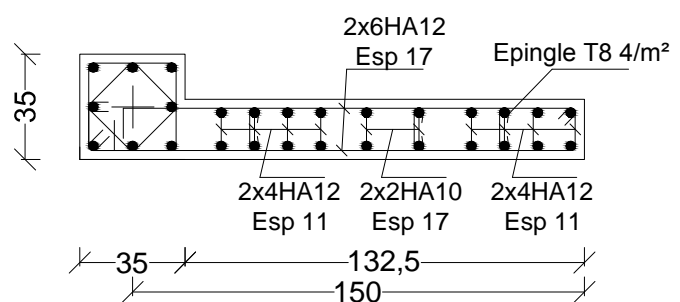
Zone III



Zone II



Zone IV



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**  
ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN  
R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE  
D'HABITATION ET COMMERCE

**TITRE:**  
- Plan Ferrailage Des Voiles  
De Contreventement VLA1.50m  
et VTB3.00m

**DOSSIER:** ARCHITECTURE

**PLANCHE:** N°013

**ECHELLE:** 1/50-1/25

**DESSINE PAR:**  
Mr.MEHLIOUB Mohand Oussalem  
Mr.MATOUB Mohammed

**ENCADRE PAR:**  
Mr.DERRADJ.M

**PROMOTION:**  
2017/2018

**TROISIEME PARTIE :**  
**ETUDE DE**  
**L'INFRASTRUCTURE**

# CHAPITRE I :

## Mur Plaque

## I. Etude mur plaque :

### I.1. Introduction :

Un mur plaqué, est un panneau rigide vertical en béton armé encasté à sa base qui prend appuis sur les poteaux (appuis simple), qui permet de transmettre les efforts de poussée des terres et toutes surcharges aux poteaux et le diaphragme.

Le mur plaqué n'est pas solidaire de la structure, donc il ne participe pas dans le contreventement.

### I.2. Les exigences du RPA99/2003 :

D'après l'article (7.7/ RPA99version 2003) l'épaisseur minimale du mur plaqué est de 15cm. On opte pour une épaisseur de **20 cm**

### I.3. Méthode de calcul :

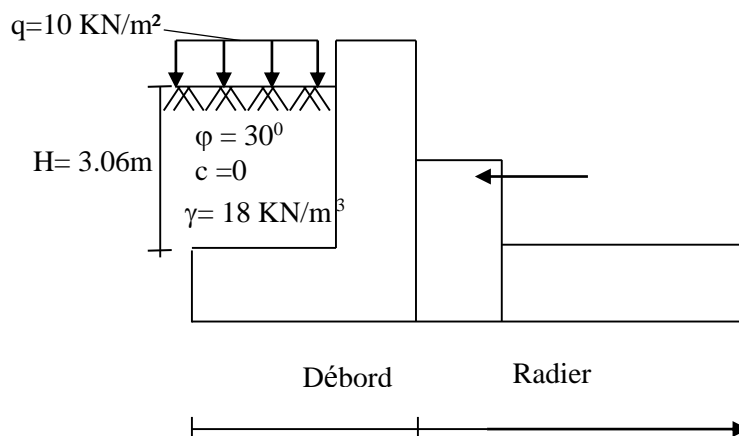
Le mur sera calculé comme un panneau vertical encastree au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyé au plancher du RDC.

Un joint de 2,5 cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

En effectuera le calcul en flexion simple pour une bande de longueur de 1m et 20cm et de largeur a l'état d'équilibre au repos.

#### I.3.1. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$ .
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$ .
- Cohésion :  $C = 0$
- La contrainte admissible de Sol :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ .
- $\beta = 0$  : angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$  : la paroi de mur est verticale.
- $\delta = 0$  : obliquité nulle de la force de poussé



#### I.3.2. Détermination des sollicitations :

D'après les caractéristiques du sol, la méthode de RANKINE est applicable pour la détermination des contraintes qui exercent sur la face du mur au repos qui sont :

$\sigma_H$  : contrainte horizontale.

$\sigma_V$  : contrainte verticale.

Tel que :

- $\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$
- $\sigma_V = (q + \gamma \cdot h)$  Avec  $0 < h < H = 3.06$

Notre Sol est pulvérulent donc la Relation de Jacky est applicable:  $K_0 = 1 - \sin \varphi$

$K_0 = 1 - \sin 30^\circ = 0,50$   $K_0$  : coefficient de poussée des terres au repos.

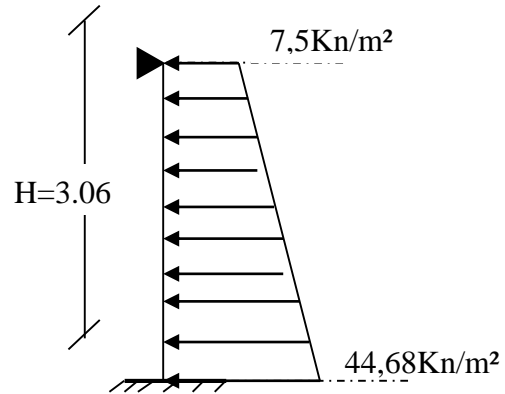
$\varphi$  : Angle de frottement interne.

#### I.4. Calcul des contraintes Horizontales et Verticales

(a) Calcul a l'ELU :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

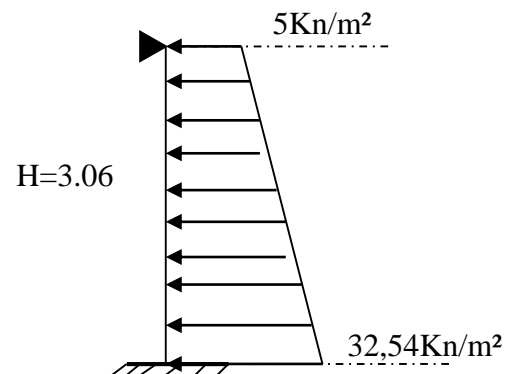
$$\begin{cases} h=0 & \rightarrow \sigma_{h1} = 7,5 \text{ KN/m}^2 \\ h=3.06\text{m} & \rightarrow \sigma_{h2} = 44,68 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



(b) Calcul a l'ELS

$$\sigma_h = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$\begin{cases} h=0 & \rightarrow \sigma_{h1} = 5 \text{ KN/m}^2 \\ h=3.06\text{m} & \rightarrow \sigma_{h2} = 32,54 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



#### • Charge Moyenne :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 44,68 + 7,5}{4} = 35,38 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 32,54 + 5}{4} = 25,66 \text{ KN/ml}$$

#### I.5. Détermination des moments de flexion:

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
  - 0,30 → appui de rive
  - 0,50 → autre appui

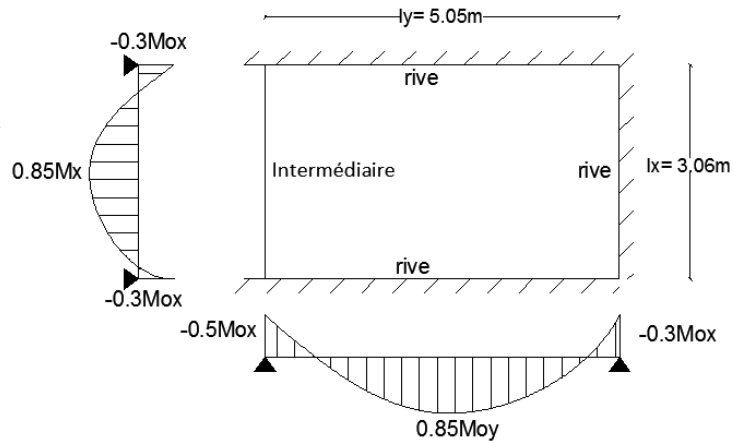
Panneaux 5.05\*3.06 :

$$l_x = 3,06 \text{ m}$$

$$l_y = 5,05 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,06}{5,05} = 0,60 > 0,4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

Figure I.1\_Shemat du panneau de dalle



| Panneau                        |                               | ELU                  | ELS    |        |
|--------------------------------|-------------------------------|----------------------|--------|--------|
| longueur                       | Lx (m)                        | 3,06                 |        |        |
|                                | Ly (m)                        | 5,05                 |        |        |
| Moment Isostatique             | $\alpha=l_x/l_y$              | 0,61                 |        |        |
|                                | $\mu_x$                       | 0,0808               | 0,0857 |        |
|                                | $\mu_y$                       | 0,3075               | 0,4781 |        |
|                                | q [KN/m <sup>2</sup> ]        | 35,38                | 25,66  |        |
|                                | $M_{ox}=\mu_x*q*l_x^2$ [KN.m] | 26,768               | 20,591 |        |
|                                | $M_{oy}=\mu_y*M_{ox}$ [KN.m]  | 8,231                | 9,845  |        |
| Correction Moments Isostatique | Petit Portée (XX)             |                      |        |        |
|                                | Travée                        | $M_{tx}=0,85M_{ox}$  | 22,753 | 17,502 |
|                                | Appuis                        | $M_{abx}=-0,3M_{ox}$ | -8,030 | -6,177 |
|                                |                               | $M_{ahx}=-0,3M_{ox}$ | -8,030 | -6,177 |
|                                | Grande Portée (YY)            |                      |        |        |
|                                | Travée                        | $M_{ty}=0,85M_{oy}$  | 6,996  | 8,368  |
| Appuis                         | $M_{ady}=-0,3M_{ox}$          | -8,030               | -6,177 |        |
|                                | $M_{agy}=-0,5M_{ox}$          | -13,384              | -4,922 |        |

Sachant que :

Moment Isostatique :  $M_{ox} = \mu_x q l_x^2$   
 $M_{oy} = \mu_y M_{ox}$

Correction du Moments Isostatique  $\begin{cases} M_a = \text{Coefficient Forfaitaire} \times M_{ox} \\ M_t = \text{Coefficient Forfaitaire} \times M_{ox} \end{cases}$

## I.6. Ferrailage du mur :

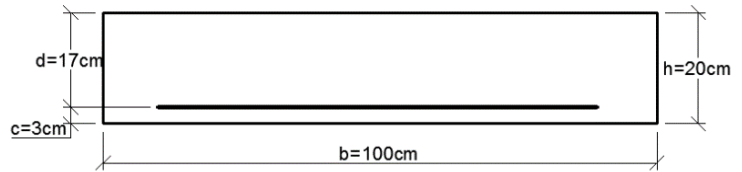
### (a) Détermination des armatures Verticale:

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \quad A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_{St}}$$



| Sens | Zone     | $M_u$ (KN.m) | $\mu$ | obs   | $\beta$ | Amin [cm <sup>2</sup> ] |     | Av Cal [cm <sup>2</sup> ] | Av Adpt [cm <sup>2</sup> ] | Esp [cm] |
|------|----------|--------------|-------|-------|---------|-------------------------|-----|---------------------------|----------------------------|----------|
|      |          |              |       |       |         | BAEL                    | RPA |                           |                            |          |
| XX   | Travée   | 22,753       | 0,055 | S.S.A | 0,971   | 2,1                     | 3   | 3,959                     | 7 HA 12<br>7,91            | 16       |
|      | Appuis d | 8,03         | 0,020 | S.S.A | 0,990   | 2,1                     | 3   | 1,371                     | 7 HA 12<br>7,91            | 16       |
|      | Appuis g | 8,03         | 0,020 | S.S.A | 0,990   | 2,1                     | 3   | 1,371                     | 7 HA 12<br>7,91            | 16       |
| YY   | Travée   | 6,996        | 0,017 | S.S.A | 0,991   | 2,1                     | 3   | 1,193                     | 7 HA 12<br>7,91            | 16       |
|      | Appuis d | 8,03         | 0,020 | S.S.A | 0,990   | 2,1                     | 3   | 1,371                     | 7 HA 12<br>7,91            | 16       |
|      | Appuis g | 13,384       | 0,033 | S.S.A | 0,983   | 2,1                     | 3   | 2,300                     | 7 HA 12<br>7,91            | 16       |

Figure I.2\_Calcul ferrailage a l'ELU

### (b) Armature Horizontales :

$$A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{7,91}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } 6\text{HA}10/\text{mL} = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ avec Esp} = 18\text{cm}$$

#### • Recommandations pour le ferrailage :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m<sup>2</sup> de HA8.
- Section minimale :

Selon BAEL [artA.4.2], condition de non fragilité :

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

Selon RPA99/2003 : la section minimale d'armature Verticale et horizontale est de 0,15% B

$$A_{min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$$

## I.7. Vérification à l'ELS :

### (a) vérification de la contrainte dans le béton et l'acier:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec  $n = 1.6$  coefficient de fissuration.

| Sens | Zone     | Av Adpt [cm <sup>2</sup> ] | Ms [KN.m] | $\rho$ | $\beta$ | K1     | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ |     | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ |     |
|------|----------|----------------------------|-----------|--------|---------|--------|--------------------------------------|-----|--------------------------------------|-----|
|      |          |                            |           |        |         |        | obc [Mpa]                            | obs | os [Mpa]                             | obs |
| XX   | Travée   | 7,91                       | 17,502    | 0,465  | 0,905   | 37,630 | 3,822                                | C.V | 143,818                              | C.V |
|      | Appuis d | 7,91                       | 6,177     | 0,465  | 0,905   | 37,630 | 1,349                                | C.V | 50,758                               | C.V |
|      | Appuis g | 7,91                       | 6,177     | 0,465  | 0,905   | 37,630 | 1,349                                | C.V | 50,758                               | C.V |
| YY   | Travée   | 7,91                       | 8,368     | 0,465  | 0,905   | 37,630 | 1,827                                | C.V | 68,762                               | C.V |
|      | Appuis d | 7,91                       | 6,177     | 0,465  | 0,905   | 37,630 | 1,349                                | C.V | 50,758                               | C.V |
|      | Appuis g | 7,91                       | 4,922     | 0,465  | 0,905   | 37,630 | 1,075                                | C.V | 40,445                               | C.V |

Figure I.3 Vérification des contraintes à l'ELS

**(b) Vérification de la flèche : (Art B.7.5 BAEL 91 modifiée 99)**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}^{max}}{10M_0} \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{fe}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition Vérifier} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{M_{ts}^{max}}{10M_0} = \frac{17.502}{10 \times 30.03} = 0,058 \quad \text{Condition Vérifier} \\ \frac{A}{bd} = \frac{7.91}{100 \times 17} = 0.0046 \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 0.005 \quad \text{Condition Vérifier} \end{array} \right.$$

Avec :  $h = 20\text{cm}$  : épaisseur du mur Plaque.

$L = b = 100\text{cm}$  : largeur de la section étudié.

$M_{ts}^{max} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 20.591 = 17.502 \text{ [KN.m]}$  : Moment max a l'ELS.

$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 25.66 \times \frac{3.06^2}{8} = 30.03 \text{ [KN.m]}$

$M_0$ : Moment max de la travée isostatique a l'ELS.

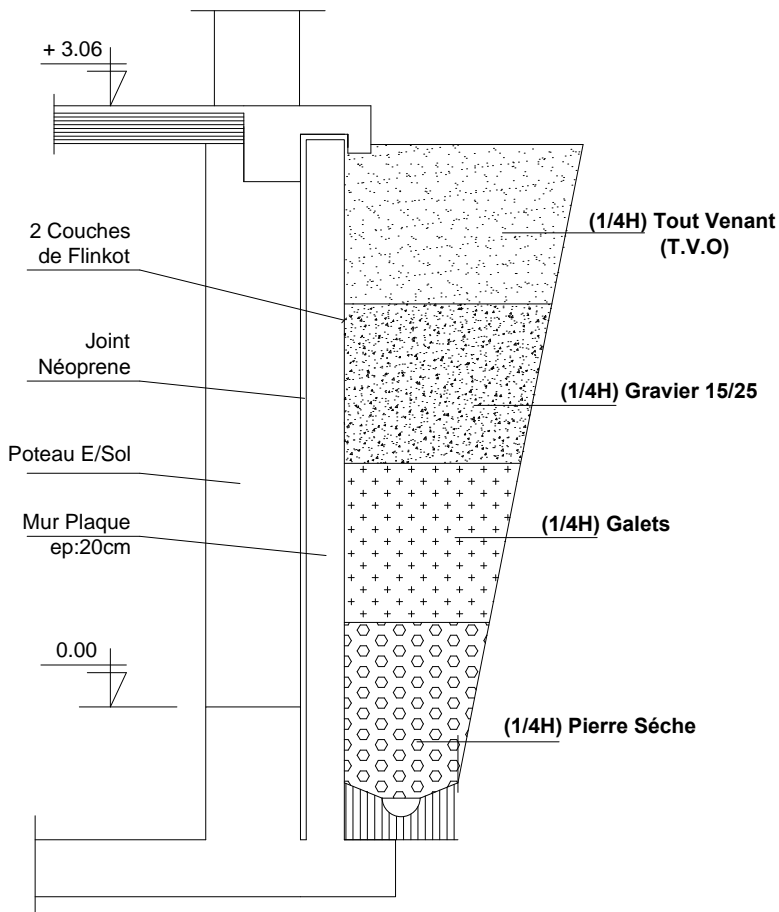
$A = 7.91 \text{ cm}^2$  : Section d'armature.

$D = 17\text{cm}$  : hauteur utile de la section étudié.

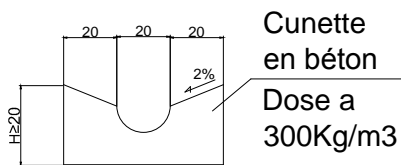
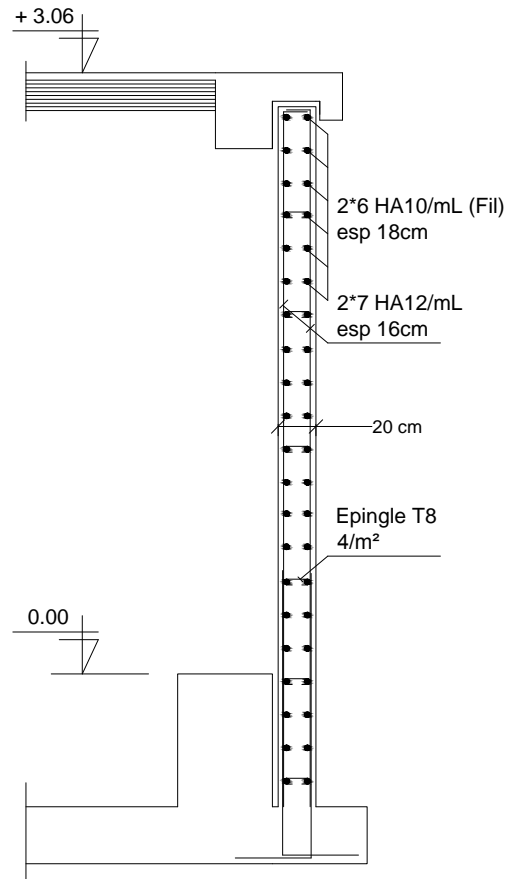
Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

# -Coffrage Et Ferrailage Mur Plaque

Detail Drainage Mur Plaque



Coffrage et Ferrailage Mur Plaque



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**  
 ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN  
 R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE  
 D'HABITATION ET COMMERCE

**TITRE:**  
 -Coffrage Et Ferrailage Mur Plaque

**DOSSIER:** GENIE CIVIL

**PLANCHE:** N°14

**ECHELLE:** 1/50

**DESSINE PAR:**  
 Mr.MEHLLOUB Mohand Oussalem  
 Mr.MATOUB Mohammed

**ENCADRE PAR:**  
 Mr.DERRADJ.M

**PROMOTION:**  
 2017/2018

# CHAPITRE II :

## Etude Des Fondations

Les fondations sont des organes de transmission des charges provenant de la superstructure vers le sol ils sont véhiculés par les éléments porteurs.

L'effort de compression du poteau se transmet aux fondations par des bielles de compression inclinées dans La résultante horizontale de ces bielles donne deux forces de sens opposés de la traction.

## **II.1. Importance de l'étude des fondations :**

Le sol étant l'élément de base d'une construction, l'étude des fondations est de la première importance. La connaissance du sol de fondation doit précéder toute étude de structure quelle qu'elle soit.

En effet, le sol est une donnée alors que la structure est à définir et pour une bonne partie, la conception de celle-ci sera fonction des caractéristiques du sol de fondation

### **II.1.1. Type de fondation :**

Selon la hauteur d'encastrement «  $D$  », c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base «  $B$  », on peut définir les fondations comme étant :

- superficielle si  $D < 1,5.B$
- semi-profondes si  $1,5.B < D < 5.B$
- profondes si  $D > 5.B$

#### **(a) Fondation superficielles :**

Les fondations superficielles forment un type d'assise pouvant être mise en place sur des sols de bonne portance, c'est-à-dire capables de reprendre les charges du bâtiment en entraînant un tassement minimum.

Leur simplicité de réalisation et leur faible coût font de ce type de fondation les structures les plus courantes. Selon la structure qu'elles supportent, les fondations superficielles peuvent porter différents noms :

- on parlera de semelles isolées si elles se trouvent sous un poteau
- on parlera de semelles filantes ou linéaires si elles supportent un voile ou un mur
- on parlera de radier si elles forment une dalle posée sur le sol.

Le niveau de sol sur lequel reposent les fondations superficielles est appelé "niveau d'assise", "fond de coffre" ou encore "fond de fouille".

#### **(b) Fondation profondes :**

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol se trouve à une grande profondeur

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

### II.1.2. 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. En raison de l'absence du rapport géotechnique en 'a pris ces résultats :

- Une contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux

### II.1.3. Le choix du type de fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Un faible cout de réalisation (économie)
- La durée de vie

### II.1.4. Le choix du type de fondation est fonction de :

- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Des caractéristiques topographiques du terrain
- Les conditions relatives au voisinage du projet

### II.1.5. Profondeur hors gel des semelles de fondation :

Les cycles de gel-dégel peuvent détruire le sol d'assise des semelles de fondation et c'est pourquoi il est impératif de construire les fondations à une profondeur « hors-gel » suffisante.

Cette profondeur varie selon la zone climatique ; l'altitude et selon la capacité portante du sol.

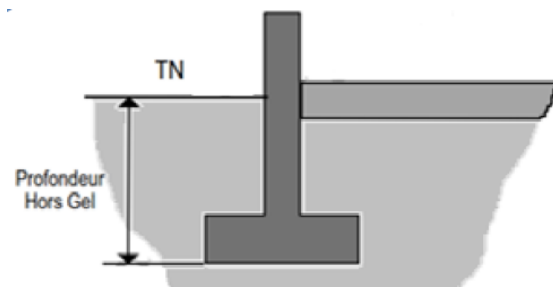


Figure II.1\_schéma fondation hors

## II.2. Dimensionnement :

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leur dimensionnement et à l'état limite ultime pour leurs armatures

### II.2.1. Semelles isolées :

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux.

Leurs dimensions sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte

Pour le pré dimensionnement il faut considérer l'effort normal  $N_s$  max qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :  $N_{ser} = 1120.69 \text{ KN}$  ,  $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$

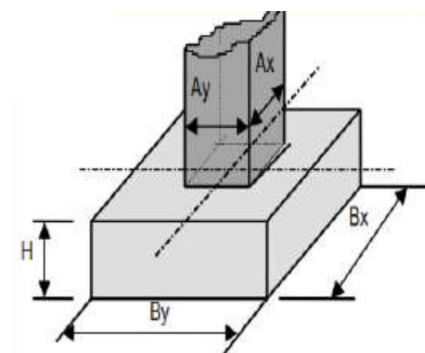


Figure II.2\_Semelle isolée sous poteau

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \implies A = B$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \implies B \geq \sqrt{\frac{1120.69}{200}} = 2.36m$$

On aura donc  $A=B= 2.36m$

Vue l'importance de leur dimensions (risque de chevauchements) on va opter pour des semelles filantes

### II.2.2. Les semelles filantes :

Les semelles filantes sont les fondations des voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \implies B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Avec : B : la largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol

G : charge permanent à la base du voile considéré

Q : surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

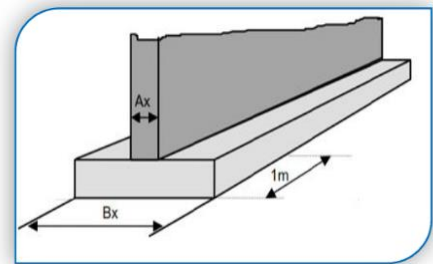


Figure II.3 Semelle filante sous voile

#### (a) Semelle filantes sous voiles :

| Voile | Ns [KN] | L [m] | B [m] | S [m <sup>2</sup> ] |
|-------|---------|-------|-------|---------------------|
| VTA.1 | 350,45  | 2,5   | 0,8   | 2                   |
| VTA.2 | 352,476 | 2,5   | 0,8   | 2                   |
| VTB.1 | 392,461 | 3     | 0,7   | 2,1                 |
| VTB.2 | 392,103 | 3     | 0,7   | 2,1                 |
| VTC.1 | 396,588 | 1,10  | 2,2   | 2,45                |
| VTC.2 | 469,719 | 1,10  | 2,2   | 2,45                |
| VTC.3 | 394,393 | 1,10  | 2,2   | 2,45                |
| VTC.4 | 469,538 | 1,10  | 2,2   | 2,45                |
| VTD.1 | 507,543 | 1,95  | 1,4   | 2,73                |
| VTD.2 | 509,23  | 1,95  | 1,4   | 2,73                |
| VLA.1 | 436,482 | 1,5   | 1,5   | 2,25                |
| VLA.2 | 433,536 | 1,5   | 1,5   | 2,25                |
| VLA.3 | 395,206 | 1,5   | 1,4   | 2,1                 |
| VLA.4 | 396,054 | 1,5   | 1,4   | 2,1                 |
| VLA.5 | 349,088 | 1,5   | 1,3   | 1,95                |
| VLA.6 | 350,176 | 1,5   | 1,3   | 1,95                |
| VLB   | 469,39  | 1,9   | 1,3   | 2,47                |
|       |         |       |       | 38,53               |

**(b) Semelle filantes sous poteaux :**

Dans notre cas on prend le portique le plus sollicité

| poteaux | Ns       | Ns total | Ms     | Ms total | ei         | Ni ei  |
|---------|----------|----------|--------|----------|------------|--------|
| 1       | 941,212  | 4613,278 | 2,987  | 38,159   | 0,00317357 | 2,987  |
| 2       | 1035,206 |          | 9,728  |          | 0,00939716 | 9,728  |
| 3       | 1041,467 |          | 3,598  |          | 0,00345474 | 3,598  |
| 4       | 629,041  |          | 10,56  |          | 0,01678746 | 10,56  |
| 5       | 966,352  |          | 11,286 |          | 0,01167897 | 11,286 |

**II.3. Etape de calcul :**

☞ Détermination de la résultante des charges:  $R = \sum N_i = 4613.278 \text{ KN}$

☞ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} \quad e = \frac{38.159 + 38.159}{4613.278} = 0.016 \text{ m}$$

☞ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle:

$e < \frac{L}{6}$  → Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$  → Répartition triangulaire.

$$e = 0.016 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{16.25}{6} = 2.7 \text{ m}$$

Donc pour notre cas on a une répartition trapézoïdale

$$- q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{4613.278}{16.25} \left( 1 + \frac{6 \times 0.016}{16.25} \right) = 285.569 \text{ KN/ml}$$

$$- q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{4613.278}{16.25} \left( 1 - \frac{6 \times 0.016}{16.25} \right) = 282.219 \text{ KN/ml}$$

$$- q \left( \frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{4613.278}{16.25} \left( 1 + \frac{3 \times 0.016}{16.25} \right) = 284.732 \text{ KN/ml}$$

Détermination de la largeur de la semelle:

$$B \geq \frac{q \left( \frac{B}{4} \right)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{284.731}{200} = 1.42 \text{ m} \text{ on prend } B = 1.5 \text{ m}$$

- La surface des semelles filantes sous poteaux :

$$S_P = B \times L \times n = 16.25 \times 1.5 \times 6 = 146.25 \text{ m}^2$$

Avec : n: nombre de portique dans un seul sens

-La surface des semelles filantes sous voiles :  $S_v = 53.49 \text{ m}^2$

-La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_t \text{ Poteaux} + S_t \text{ voiles} = 146.25 + 53.49 = 199.74 \text{ m}^2$$

-La surface totale de la structure :

$$S_{bat} = 16.4 \times 16.25 = 266.5 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t \text{ semelles}}{S_t \text{ batiment}} = \frac{199.74}{266.5} = 0.6$$

$$S_t = 74.94 \% S_{bat} \longrightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

**Conclusion :**

Les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte un radier général comme fondation.

## II.4. Etude du radier :

Le radier général sert d'assise à la construction il correspond au plancher bas du bâtiment Pour pouvoir retenir ce mode de fondation il faut, toutefois que la construction ne supporte pas de charges d'exploitation présentant d'importantes dissymétries.

Lorsque la condition précédente est réalisée, le radier fonctionne comme un plancher renversé

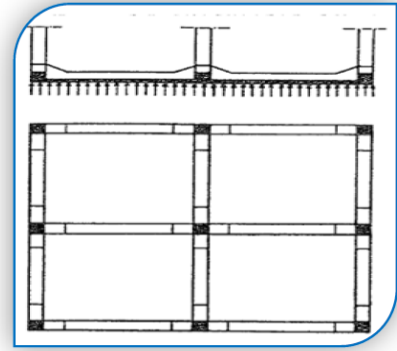


Figure II.4-schéma d'un radier

### II.4.1. Prédimensionnement du radier :

#### (a) Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm)

#### (b) Condition forfaitaire :

La nervure du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad h_n \geq \frac{455}{10} = 45.5 \text{ cm} \quad \text{On opte pour } h=50\text{cm}$$

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad h_n \geq \frac{390}{20} = 19.5\text{cm} \quad \text{On opt pour une hauteur de la dalle } h=20\text{cm}$$

#### (c) Condition de rigidité (condition de longueur d'élastique) :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le radier est rigide s'il vérifie  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$

$$\text{On aura donc : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

- $L_{\max} = 4.55\text{m}$  : la plus grande distance entre deux poteaux.
- $L_e$  : longueur élastique.
- $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}$  : module de déformation longitudinale déformée
- $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$  : inertie d'une bande de 1 m de radier
- $K = 40 \text{ MPa}$  : module de raideur du sol pour un sol moyen

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.55\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 0.919 \text{ m}$$

$$H_d = \frac{L_{\max}}{20} = \frac{455}{20} = 22.75 \text{ cm}$$

En prendra la hauteur de la nervure  $h_n = 70$  cm

La largeur de la nervure : doit satisfaire la condition suivante :

$$0.4h_n \leq b \leq 0.7h_n$$

$$0.4 \times 70 \leq b \leq 0.7 \times 70$$

$$28 \text{ cm} \leq b \leq 50 \text{ cm}$$

On opte pour une largeur de la nervure  $b = 50 \text{ cm}$

**(d) Hauteur de la dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_{dalle \text{ flottante}} \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{455}{50} = 9.1 \text{ cm} \leq h_{dalle \text{ flottante}} \leq \frac{455}{40} = 11.37 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur de la dalle flottante de  $h_{df} = 10 \text{ cm}$

**Le choix définitif des dimensions du radier sont les suivants :**

- Hauteur des nervures suivent les deux sens :  $h_n = 70 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure  $b_n = 50 \text{ cm}$
- Épaisseur de la dalle  $h_d = 30 \text{ cm}$
- Dalle flottante  $h_{df} = 10 \text{ cm}$

## II.4.2. Détermination de la surface nécessaire au radier :

$$\text{- ELU : } S_{radier} \geq \frac{N_U}{1.35\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{- ELS : } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

$G = 28873.832 \text{ KN}$

$Q = 5893.069 \text{ KN}$  ..... Ils sont obtenus à l'aide du logiciel (R.S.A)

D'où :

$$\text{- ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 28873.832 + 1.5 \times 5893.069$$

$$N_u = 47819.276 \text{ KN}$$

$$\text{- ELS : } N_s = G + Q = 28873.832 + 5893.069$$

$$N_s = 34766.901 \text{ KN}$$

## II.4.3. Application numérique :

$$\text{- ELU : } S_{radier} \geq \frac{N_U}{1.35\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{47819.276}{1.35 \times 200} = 179.77 \text{ m}^2$$

$$\text{- ELS : } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{34766.901}{200} = 173.83 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = \max(S_{radier}^{ELU}; S_{radier}^{ELS}) = \max(179.77; 173.83) = 179.77 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment  $S_{bat} = 266.5 \text{ m}^2$

$S_{bat} > S_{rad}$  alors dans ce cas on prend la surface du radier comme la surface du bâtiment avec un débord de plus :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = (50; 30 \text{ cm}) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de largeur  $L_{déb} = 50 \text{ cm}$

$$S_{déb} = (17.25 \times 17.4) - (16.25 \times 16.4) = 33.65 \text{ m}^2$$

La surface totale du radier devient

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 266.5 + 33.65 = 300.15 \text{ m}^2$$

### II.4.4. Détermination des efforts la base du radier :

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{remb}} + P_{\text{deb}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \varphi_b = 300.15 \times 0.30 \times 25 = \mathbf{2251.125 \text{ KN}}$$

- **Poids de la nervure:**

$$P_n = b_n (h_n - h_d) \times L \times n \times \varphi_b$$

$$= 0.50 \times 0.70 \times 16.25 \times 6 \times 25 + 0.40 \times 0.70 \times 16.4 \times 5 = \mathbf{853.125 \text{ KN}}$$

- **Poids de remblais :**

$$P_{\text{remb}} = 16 \times 0.6 (300.15 - 0.4 \times 16.25 \times 6) = \mathbf{2507.04 \text{ KN}}$$

- **Poids du débord:**

$$P_{\text{deb}} = 25 \times 33.65 \times 0.3 = \mathbf{252.375 \text{ KN}}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle flottante}} = 25 \times 0.1 \times 300.15 = \mathbf{750.375 \text{ KN}}$$

- **le poids total du radier est :**

$$Prad = 2251.125 + 705.46 + 2507.04 + 252.375 + 750.375 = \mathbf{6614.04 \text{ KN}}$$

- **Poids totale de l'ouvrage :**

$$Grad = 6614.04 \text{ KN}$$

$$G_{\text{bat}} = 28873.832 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ résultats obtenus par (R.S.A)}$$

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{inf}} + G_{\text{sup}} = 6614.04 + 28873.832 = 35487.872 \text{ KN}$$

- **Surcharge totale :**

$$Q_{\text{sup}} = 5893.069 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ résultats obtenus par (R.S.A)}$$

$$Q_{\text{inf}} = 3.5 \times S_{\text{rad}} = 3.5 \times 300.15 = 1050.525 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{inf}} + Q_{\text{sup}} = 1050.525 + 5893.069 = 6943.594 \text{ KN}$$

- **Les combinaisons d'actions :**

$$\text{ELU : } N_u = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 1.35 \times 35487.872 + 1.5 \times 6943.594 = 58324.01 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N^s = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 35487.872 + 6943.594 = 42431.466 \text{ KN}$$

## II.5. Vérifications:

### II.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$   $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$

Avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{58324.01 \times 4.55}{300.15 \times 2} = 442.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{442.06 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.63 \text{ MPa}$$

Enfinement:  $\tau_u = 1.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

### II.5.2. Vérification de la stabilité du radier

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Un effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Un effort de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

**Avec :**  $M_0$ : Moment sismique à la base de la structure

$h$  : profondeur de l'infrastructure

$T_0$ : Effort tranchant à la base de la structure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 = \sigma_{\min} \quad \text{et} \quad \sigma_1 = \sigma_{\max}$$

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = \frac{16.25 \times 16.40 \times \frac{16.25}{2}}{16.25 \times 16.40} = 8.125 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = \frac{16.25 \times 16.4 \times \frac{16.4}{2}}{16.4 \times 16.25} = 8.2 \text{ m}$$

*Avec :*  $S_i$  : Aire du panneau considéré

$X_i$ ;  $Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{17.40 \times 17.25^3}{12} = 7442.78 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{17.25 \times 17.40^3}{12} = 7572.78 \text{ m}^4$$

Calcul des moments :

$$M_{0x} = 36611.436 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_{0x} = 2071.721 \text{ KN} \quad ; (\text{R.S.A})$$

$$M_{0y} = 45049.502 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_{0y} = 2549.593 \text{ KN} \quad ; (\text{R.S.A})$$

$$M_{xx} = M_{0x} + T_{0x} h_n = 36611.436 + (2071.721 \times 0.7) = 38061.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = M_{0y} + T_{0y} h_n = 45049.502 + (2549.593 \times 0.7) = 46834.22 \text{ KN.m}$$

**Dans le sens x-x :**

- **ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{x-x}} X_G = \frac{58324.01}{300.15} + \frac{38061.64}{7442.78} \times 8.125 = \mathbf{235.86 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{x-x}} X_G = \frac{58124.67}{300.15} - \frac{38061.64}{7442.78} \times 8.125 = \mathbf{152.76 \text{ KN/m}^2}$$

$$D'où : \quad \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 235.86 + 152.76}{4} = \mathbf{215.08 \text{ KN/m}^2}$$

- **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{x-x}} X_G = \frac{42431.466}{300.15} + \frac{38061.64}{7442.78} \times 8.125 = \mathbf{182.91 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{x-x}} X_G = \frac{42283.801}{300.15} - \frac{38061.64}{7442.78} \times 8.125 = \mathbf{99.81 \text{ KN/m}^2}$$

$$D'où : \quad \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 182.91 + 99.81}{4} = \mathbf{162 \text{ KN/m}^2}$$

Dans le sens y-y :

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{y-y}} Y_G = \frac{58324.01}{300.15} + \frac{46834.22}{7572.784} \times 8.2 = \mathbf{245 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{y-y}} Y_G = \frac{58124.67}{300.15} - \frac{46834.22}{7572.784} \times 8.2 = \mathbf{143.6 \text{ KN/m}^2}$$

D'où :  $\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 245 + 143.6}{4} = \mathbf{219.65 \text{ KN/m}^2}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{y-y}} Y_G = \frac{42431.466}{300.15} + \frac{46834.22}{7572.784} \times 8.2 = \mathbf{192 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{y-y}} Y_G = \frac{42283.801}{300.15} - \frac{46834.22}{7572.784} \times 8.2 = \mathbf{90.65 \text{ KN/m}^2}$$

D'où :  $\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 192 + 90.65}{4} = \mathbf{166.66 \text{ KN/m}^2}$

**a) Vérification de la condition de résistance :**

|            |     | ELU        |            |            | ELU            | ELS        |            |            | ELS            |
|------------|-----|------------|------------|------------|----------------|------------|------------|------------|----------------|
| contrainte |     | $\sigma_1$ | $\sigma_2$ | $\sigma_m$ | $\sigma_{SOL}$ | $\sigma_1$ | $\sigma_2$ | $\sigma_m$ | $\sigma_{SOL}$ |
| sens       | X-X | 235,86     | 152,76     | 215,76     | <b>266</b>     | 182,91     | 99,81      | 162        | <b>200</b>     |
|            | Y-Y | 245        | 143,6      | 219,65     | <b>266</b>     | 192        | 90,65      | 166,66     | <b>200</b>     |

En remarque que dans tous les cas la condition de résistance est vérifiée  $\sigma_m < \bar{\sigma}_{sol}$

**Vérification au poinçonnement (Art A.5.2.42 BAEL91 révisées 99) :**

Sous l'action de forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par, effort tranchant.

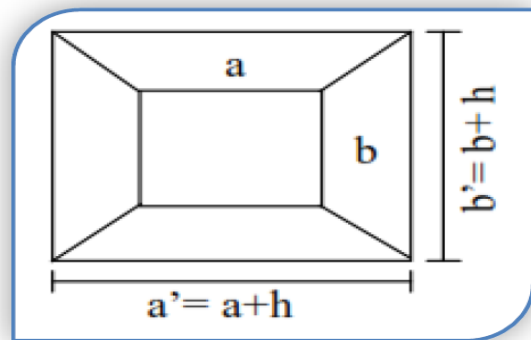


Figure II.5 \_Schéma fondation vue de dessus

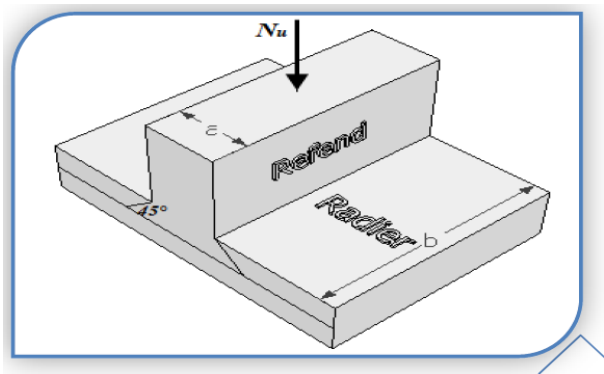


Figure II.6\_Schéma fondation en 3D

Cette vérification s'effectue comme suit :  $N_u \leq \frac{0.045 \mu_c . h . f_{c28}}{\gamma_b}$

- Avec :
- $N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.
  - $\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.
  - $h$  : Epaisseur totale de la dalle

b : On considère une bonde de 1 ml du voile

**Calcul du périmètre utile :**

$$\mu_c = 2 a' + b' = 2(a + b + 2h)$$

- Poteaux :  $\mu_c = 2(0.5 + 0.5 + 2 \times 0.70) = 4.8 \text{ m}$

- Voile :  $\mu_c = 2(0.20 + 1 + 2 \times 0.70) = 5.2 \text{ m}$

**Vérification pour les poteaux :**

$$N_u = 1465.969 \text{ KN}$$

$$\frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 5000 \times 700 \times 16.66 = 2623.95 \text{ KN}$$

D'où :  $N_u = 1465.969 \text{ KN} \leq 2623.95 \text{ KN} \longrightarrow$  Condition vérifiée

**Vérification pour les voiles:**

$$N_u = 1527.69 \text{ KN}$$

$$\frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 5200 \times 700 \times 16.66 = 3118.75 \text{ KN}$$

D'où :  $N_u = 1527.69 \text{ KN} \leq 3118.75 \text{ KN} \longrightarrow$  Condition vérifiée

## II.6. Ferrailage du radier :

### II.6.1. Dalle du radier :

Pour le calcul du ferrailage on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisées 99.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et appuyé sur les poteaux et les voiles.

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotes et chargées par la contrainte du sol Afin de simplifier le calcul on prend le panneau du radier le plus sollicité et nous généraliserons le ferrailage pour le reste des panneaux.

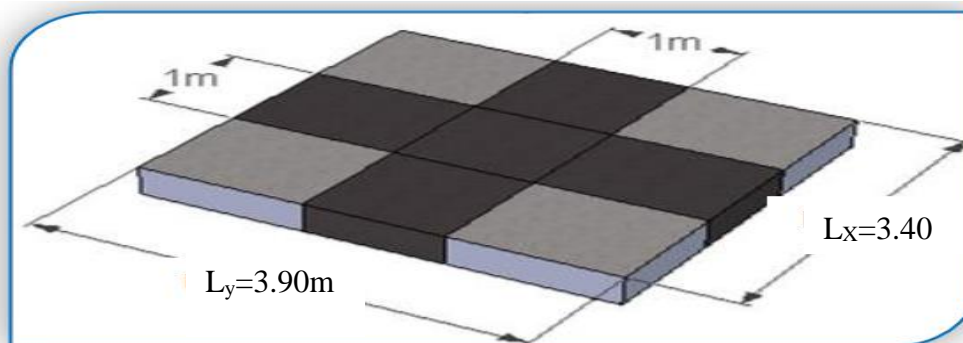


Figure II.7\_Schemat dalle radier

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

$$\text{A l'ELU: } q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 219.65 - \frac{6614.04}{300.15} = 197.61 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 166.66 - \frac{6614.04}{300.15} = 144.62 \text{ KN/ml}$$

Identification des panneaux :

| $L_x$ [m] | $L_y$ [m] | $\varphi_x = \frac{L_x}{L_y}$ | ELU     |         | ELS     |         |
|-----------|-----------|-------------------------------|---------|---------|---------|---------|
|           |           |                               | $\mu_x$ | $\mu_y$ | $\mu_x$ | $\mu_y$ |
| 3.5       | 5.05      | 0.69                          | 0.0695  | 0.422   | 0.0754  | 0.574   |

( $l_x$  : petite portée du panneau ;  $l_y$  : grand portée du panneau)

Les valeurs des coefficients  $\mu_y$  et  $\mu_x$  sont donnait en fonction du rapport  $\varphi_x$  et du coefficient de poisson

$$0.4 < \varphi_x = \frac{L_x}{L_y} = 0.69 < 1 \quad \text{panneau portant dans les deux sens}$$

Donc utilise la méthode exposée dans l'annexe E 3 du BAEL91 modifiée 99

### Calcul des moments isostatiques :

Le moment isostatique dans le sens de  $l_x$  est donné par la formule suivante :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Le moment isostatique dans le sens de  $l_y$  est donné par la formule suivante :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

| ELU : $q_u = 197.61$ KN/ml |                  | ELS : $q_s = 144.62$ KN/ml |                 |
|----------------------------|------------------|----------------------------|-----------------|
| $M_{0x} = 168.2$           | $M_{0y} = 70.98$ | $M_{0x} = 133.5$           | $M_{0y} = 76.6$ |

### Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

$$\text{Moment en travée : } M_{tx} = 0,75M_{0x} ; M_{ty} = 0,75M_{0y}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_{ax} = 0,5M_{0x} ; M_{ay} = 0,5M_{0y}$$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel:

$$\text{Moment en travée : } M_{tx} = 0,85M_{0x} ; M_{ty} = 0,85M_{0y}$$

$$\text{Moment sur appuis de rive : } M_{ax} = 0,3M_{0x} ; M_{ay} = 0,3M_{0y}$$

$$\text{Moment sur appuis intermédiaire : } M_{ax} = 0,5M_{0x} ; M_{ay} = 0,5M_{0y}$$

|     |     |           | M      | u     | beta  | A calcule | A adopte   |
|-----|-----|-----------|--------|-------|-------|-----------|------------|
| ELU | X-X | en appui  | 50,46  | 0,036 | 0,982 | 4,67      | 4HA14=6,15 |
|     |     | en travée | 142,97 | 0,102 | 0,946 | 13,73     | 7HA16=14,7 |
|     | Y-Y | en appui  | 21,2   | 0,015 | 0,992 | 1,95      | 4HA12=4,52 |
|     |     | en travée | 60,07  | 0,043 | 0,978 | 5,605     | 5HA14=7,69 |

### II.6.1.1. Vérification à l'ELU :

#### (a) Condition de non fragilité du béton (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\text{Ferrailage minimal : } A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2}$$

Avec :  $\rho_0 = 0.0008$  pour les aciers à haute adhérence de classe FeE400

$\delta_0$ : Taux des armatures minimales

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0,69}{2} = 2.77 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

**Aux appuis :**

$$A_{ax} = 6.15 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{ay} = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.77 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$A_{tx} = 14.7 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 7.69 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.77 \text{ cm}^2$$

**(b) Espacement (Art A.8.2.42 /BAEL91 modifié 99) :**

- Direction la plus sollicité (sens x-x) :  $S_t < \min(3h, 33\text{cm}) = \min(90, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$
- Direction la moins sollicité (sens y-y) :  $S_t < \min(4h, 45\text{cm}) = \min(120, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

**II.6.2. Calcul des nervures :****Ferraillage des nervures :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

**II.6.2.1. Détermination des charges :**

$$\text{A l'ELU : } q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 219.65 - \frac{6614.04}{300.15} = 197.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 166.66 - \frac{6614.04}{300.15} = 144.62 \text{ KN/m}^2$$

$$L_t = L_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 1.14 \quad L_t = L_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 1.47$$

**ELU :**

- $q_u^M = q_u \times L_m = 197.61 \times 1.47 = 290.48 \text{ KN/m}$
- $q_u^T = q_u \times L_T = 197.61 \times 1.14 = 225.59 \text{ KN/m}$

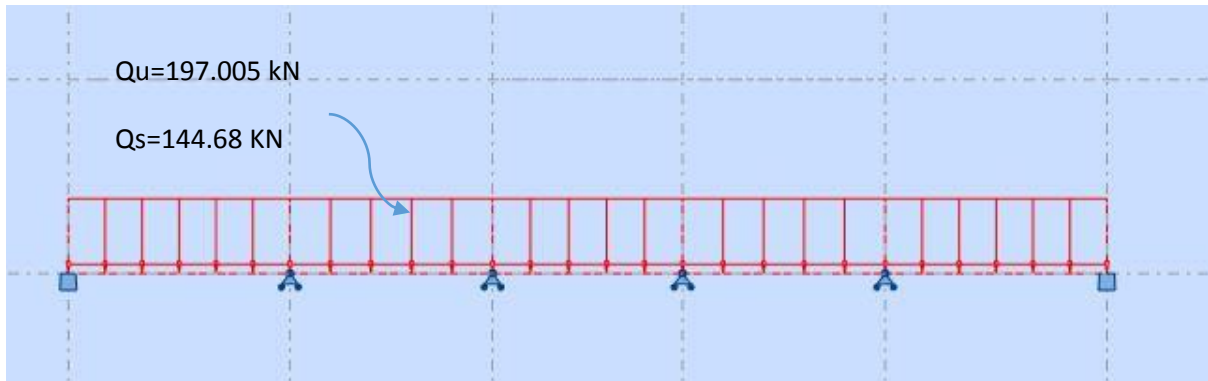
**ELS :**

- $q_s^M = q_s \times L_m = 144.62 \times 1.47 = 212.59 \text{ KN/m}$
- $q_s^T = q_s \times L_t = 144.62 \times 1.14 = 164.86 \text{ KN/m}$

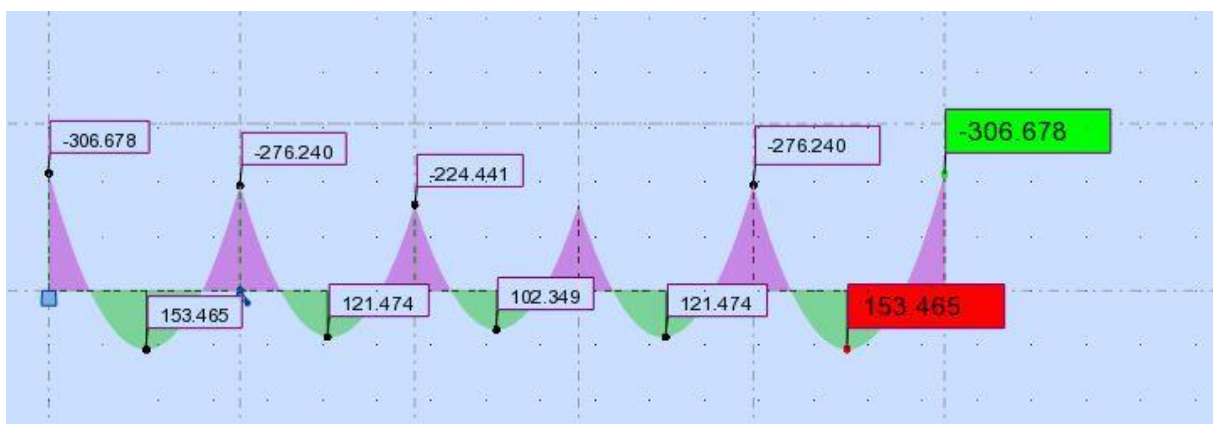
**II.6.2.2. Détermination des sollicitations :**

Pour détermination les efforts, on utilise le logiciel (R.S.A)

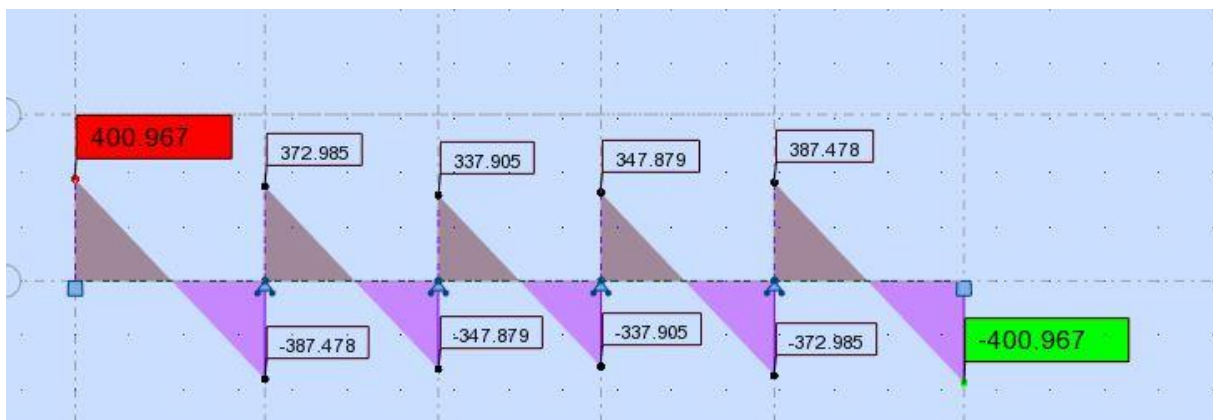
➤ Sens (X-X) :



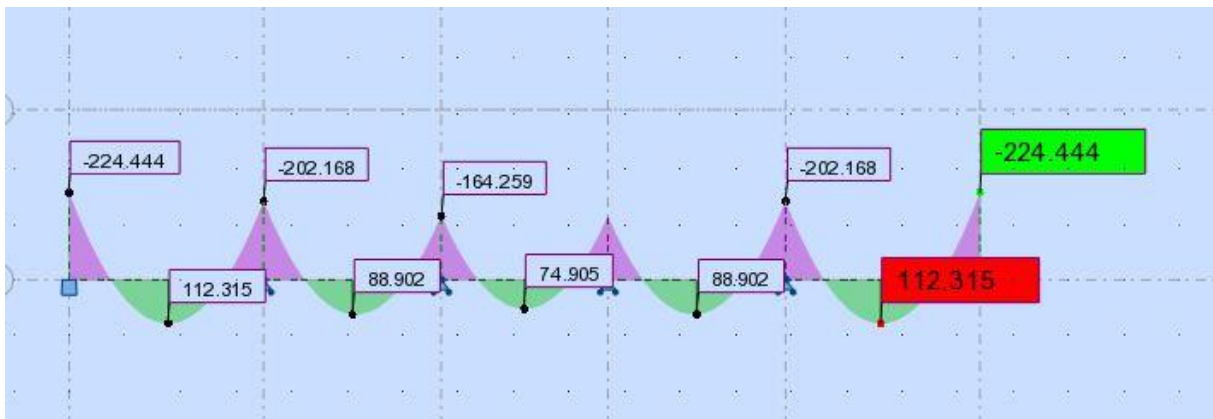
**Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU**



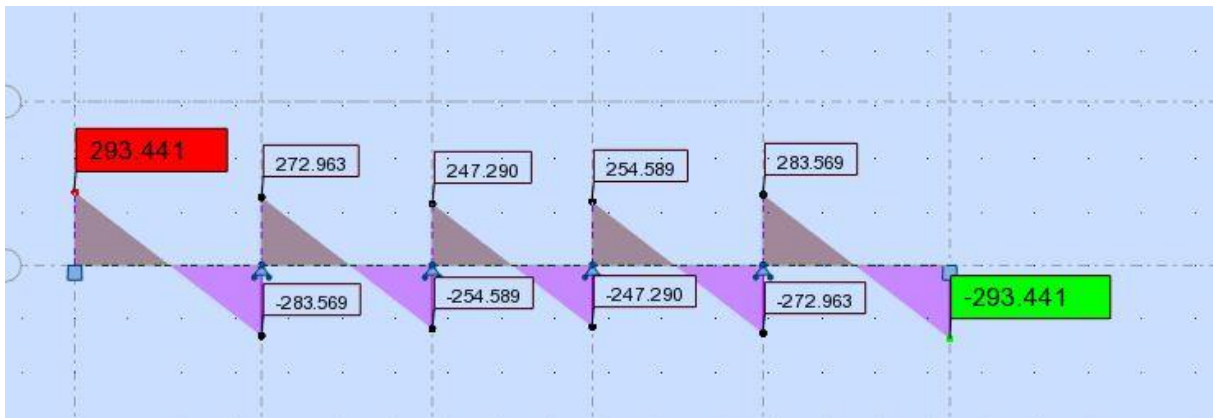
**Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU**



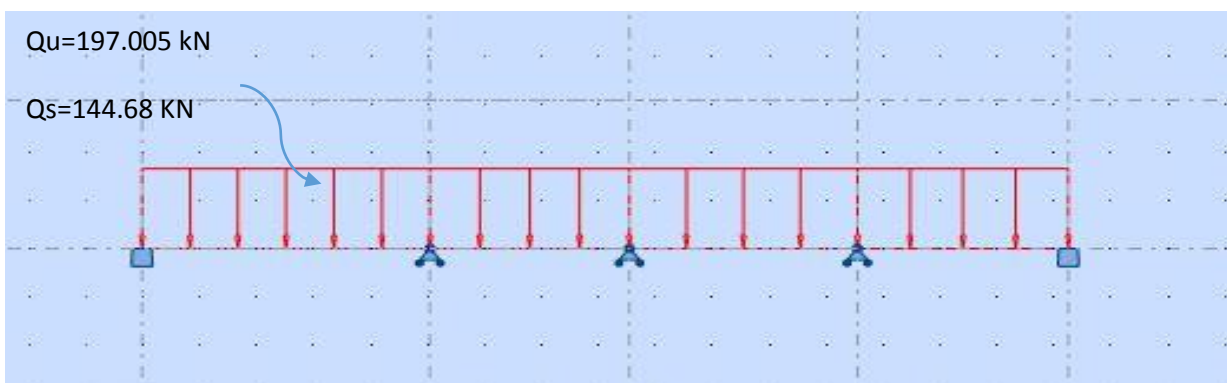
**Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS**



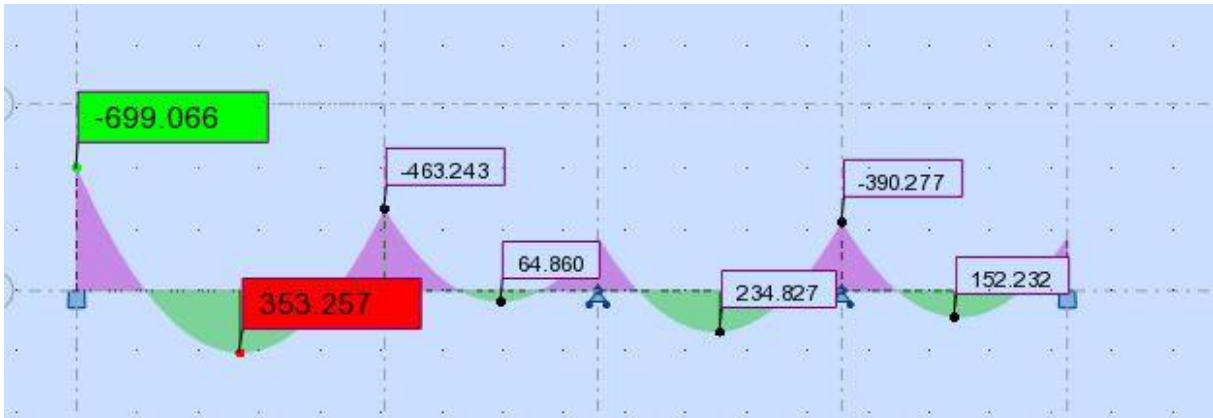
**Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS**



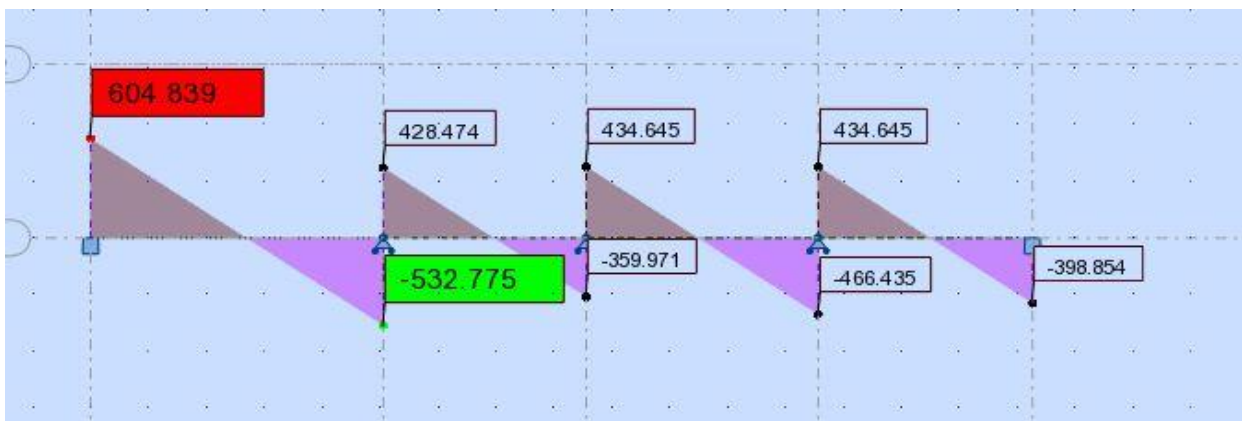
➤ **Sens (Y-Y) :**



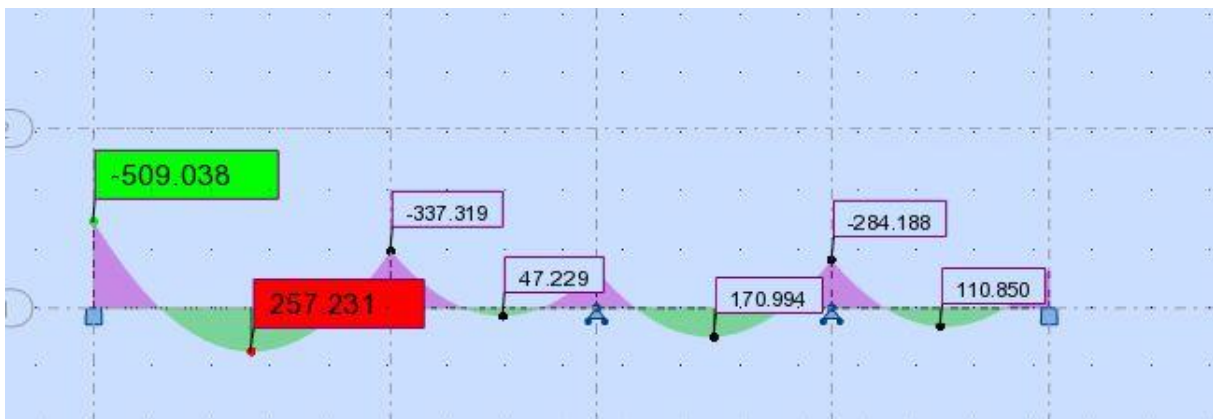
**Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU**



**Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU**



**Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS**



**Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS**



Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

|                                   | Sens (x-x)         | Sens (y-y)         |
|-----------------------------------|--------------------|--------------------|
| <b>Moments max<br/>(Travée)</b>   | Mu = 153.465 KN.m  | Mu = 353.257 KN.m  |
|                                   | Ms = 112.315 KN.m  | Ms = 257.231 KN.m  |
| <b>Moments max<br/>(Appuis)</b>   | Mu = -306.678 KN.m | Mu = -699.066 KN.m |
|                                   | Ms = -224.444 KN.m | Ms = -509.038 KN.m |
| <b>Efforts max<br/>Tranchants</b> | Tu = 400.967 KN    | Tu = 604.839 KN    |
|                                   | Ts = -293.441 KN   | Ts = 442.641 KN    |

### II.6.2.3. Le ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travées.

$b_n = 50 \text{ cm}$  ;  $d = 68 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $h_n = 70 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad ; \quad A_{CAL} = \frac{M_{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$\mu_u < \mu_l = 0.392$   $\longrightarrow$  Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

| cas | sens | zone      | M        | $\mu$ | obs | A cal  | A ado            |
|-----|------|-----------|----------|-------|-----|--------|------------------|
| ELU | X-X  | en appui  | -306,678 | 0,073 | SSA | 11,805 | 5HA20 = 15,7     |
|     |      | en travée | 153,465  | 0,036 | SSA | 5,791  | 5HA14 = 7,69     |
|     | Y-Y  | en appui  | -699,066 | 0,166 | SSA | 28,495 | 5HA20+5HA20=31,4 |
|     |      | en travée | 353,257  | 0,084 | SSA | 13,684 | 5HA20=15,7       |

### II.6.2.4. Vérification à l'E.L.U :

(a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 Mod 99 Art B.4.2.1) :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 68 \times 2.1}{400} = 4.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Sens X-X :**

- $A_a = 15.7 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 4.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ..... Condition vérifiée
- $A_t = 6.15 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 4.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ..... Condition vérifiée

**Sens Y-Y :**

- $A_a = 31.4 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 4.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ..... Condition vérifiée
- $A_t = 15.7 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 4.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ..... Condition vérifiée

**(b) Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA99/2003, les armatures transversales ne doivent pas dépasser :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_L \right\} \min \left\{ \frac{f_0}{4}; 12 \times 2 \right\} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm.}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \quad \text{Soit: } S_t = 20 \text{ cm.}$$

**(c) Armatures transversales minimales :**

$$\emptyset \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_L \right) = \min \left( \frac{700}{35}, \frac{400}{10}, 20 \right) = 20 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

- En zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$
- En zone courante :  $A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 40 = 2.4 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } A_t = 6\text{HA}8 = 3.01 \text{ cm}^2$$

**(d) Vérification de la contrainte de cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91 Mod 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec :  $T_u^{\max}$ : Effort tranchant max à l'ELU.

Sens longitudinal « X-X » :

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b.d} = \frac{400.967.10^3}{500.680} = 1.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{T_{uy}^{\max}}{b.d} = \frac{604.839.10^3}{500.680} = 1.77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**II.6.2.5. Vérification à l'ELS :****(a) Vérification des contraintes dans le béton :**

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

On détermine

- $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d}$
- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d A_{st}}$
- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$

**(b) Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessus :

| Sens | Zone   | Av Adpt [cm <sup>2</sup> ] | Ms [KN.m] | ρ     | β     | K1     | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ |     | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ |     |
|------|--------|----------------------------|-----------|-------|-------|--------|--------------------------------------|-----|--------------------------------------|-----|
|      |        |                            |           |       |       |        | cbc [Mpa]                            | obs | cs [Mpa]                             | obs |
| XX   | Appuis | 15,7                       | -224,444  | 1,121 | 0,905 | 37,630 | -14,992                              | C.V | -564,159                             | C.V |
|      | Travée | 10,05                      | 112,315   | 0,369 | 0,905 | 37,630 | 4,826                                | C.V | 181,599                              | C.V |
| YY   | Appuis | 31,4                       | -509,038  | 1,154 | 0,905 | 37,630 | -7,000                               | C.V | -263,429                             | C.V |
|      | Travée | 21,35                      | 257,231   | 0,785 | 0,905 | 37,630 | 5,203                                | C.V | 195,780                              | C.V |

Vu que les vérifications a L'ELS ne sont pas vérifiées on a augmenté la section d'armature, alors le ferrailage final du radier est le suivant :

| cas | sens | zone      | M        | μ     | obs | A cal  | A ado             |
|-----|------|-----------|----------|-------|-----|--------|-------------------|
| ELU | X-X  | en appui  | -306,678 | 0,073 | SSA | 11,805 | 5HA20 = 15,7      |
|     |      | en travée | 153,465  | 0,036 | SSA | 5,791  | 5HA16 = 10,05     |
|     | Y-Y  | en appui  | -699,066 | 0,166 | SSA | 28,495 | 5HA20+5HA20=31,4  |
|     |      | en travée | 353,257  | 0,084 | SSA | 13,684 | 5HA20+5HA12=21,35 |

### II.6.3. Etude du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une Charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

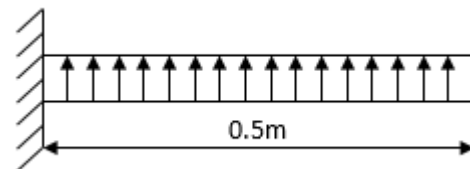


Figure II.8\_Schéma débord

#### II.6.3.1. Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

- $q_u = 197.46 \text{ [KN/m}^2\text{]}$
- $M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{197.46 \times 0,5^2}{2} = 24.68 \text{ [KN. m]}$

A l'ELS :

- $q_s = 144.68 \text{ [KN/m}^2\text{]}$
- $M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{144.68 \times 0,5^2}{2} = 18.08 \text{ [KN. m]}$

#### II.6.3.2. Calcul des armatures A l'ELU :

$b = 1 \text{ [m]}$  ;  $d = 18 \text{ [cm]}$  ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ [MPa]}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ [MPa]}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{24.68 \times 10^6}{1000 \times 280^2 \times 14.2} = 0.022 \longrightarrow \beta = 0,805$$

$$\mu < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$A_U = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{24.68 \times 10^6}{0.805 \times 280 \times 348} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup> /ml avec : S<sub>t</sub> = 25 cm

**II.6.3.3. Vérification à l'ELU :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 28 \times 2,1}{400} = 3.381 [cm^2]$$

$$A_u = 4,52 [cm^2] > A_{min} = 3.381 cm \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**(a) Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 cm^2$$

$$\text{Soit : } 3HA10 = 2,35 cm^2 \quad \text{avec : } S_t = 17 cm$$

**II.6.3.4. Vérification à l'ELS :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 28} = 0,323$$

$$\rho_1 = 0,323 \quad \beta_1 = 0,905 \quad K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37,63} = 0,0265$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_t \times \beta \times d} = \frac{18,08 \times 10^6}{452 \times 0,905 \times 280} = 157,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{157,85}{37,63} = 4,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,19 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

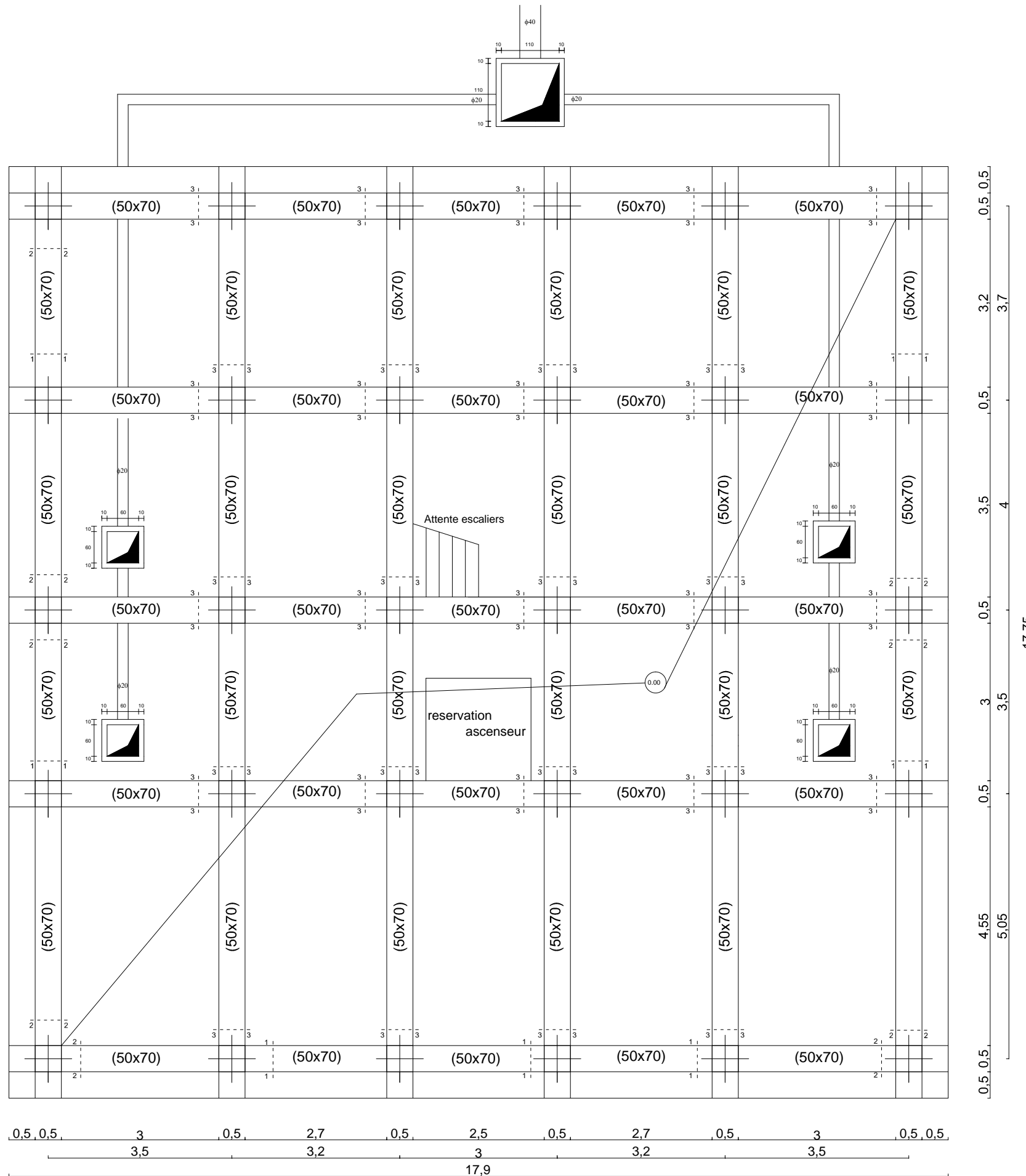
**II.7. Conclusion :**

La section d'armatures du radier est supérieure à celle du débord.

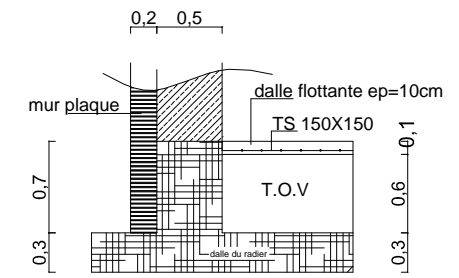
$A_{radier} > A_{débord}$  dans ce cas on utilisera le même ferrailage pour le débord et le radier.

On prend celui du radier.

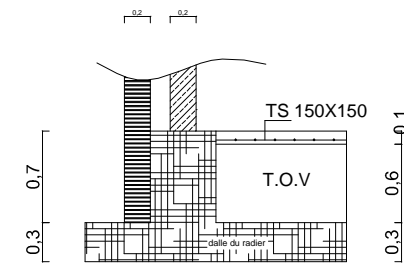
# Plan De Coffrage Fondation



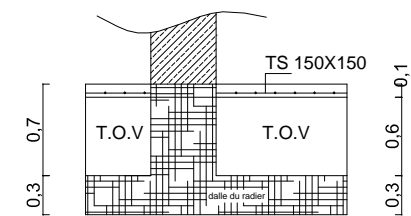
coupe 1-1



coupe 2-2



coupe 3-3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**  
 ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN  
 R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE  
 D'HABITATION ET COMMERCE

**TITRE:**  
 -Plan De Coffrage Fondation

**DOSSIER:** GENIE CIVIL

**PLANCHE:** N°15

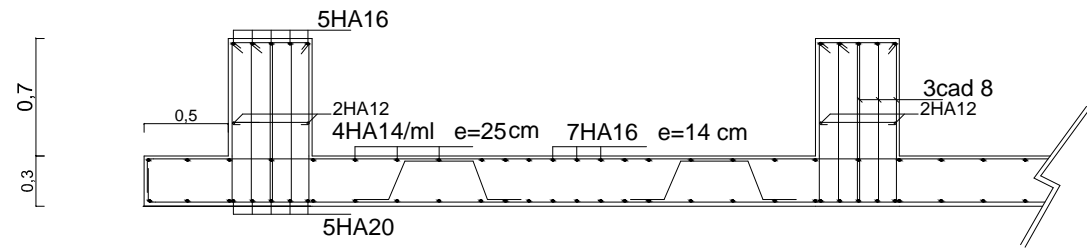
**ECHELLE:** 1/100 1/50

**DESSINE PAR:**  
 Mr.MEHLIOUB Mohand Oussalem  
 Mr.MATOUB Mohammed

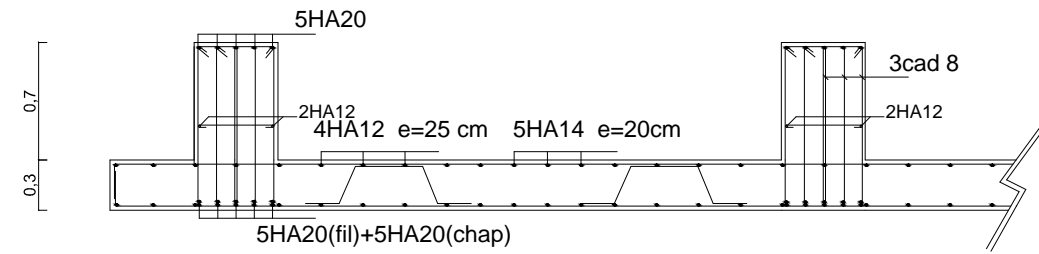
**ENCADRE PAR:**  
 Mr.DERRADJ.M

**PROMOTION:**  
 2017/2018

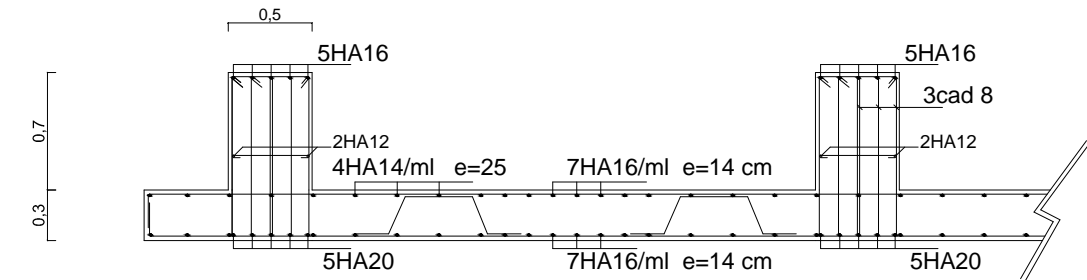
sens x-x  
coupe A-A



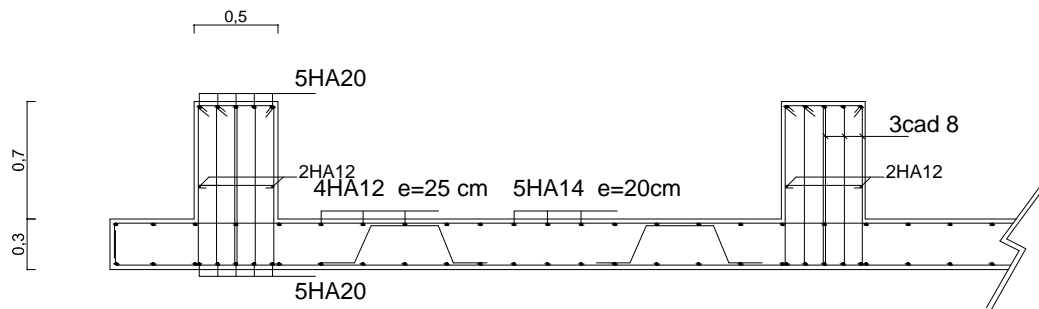
sens y-y  
coupe C-C



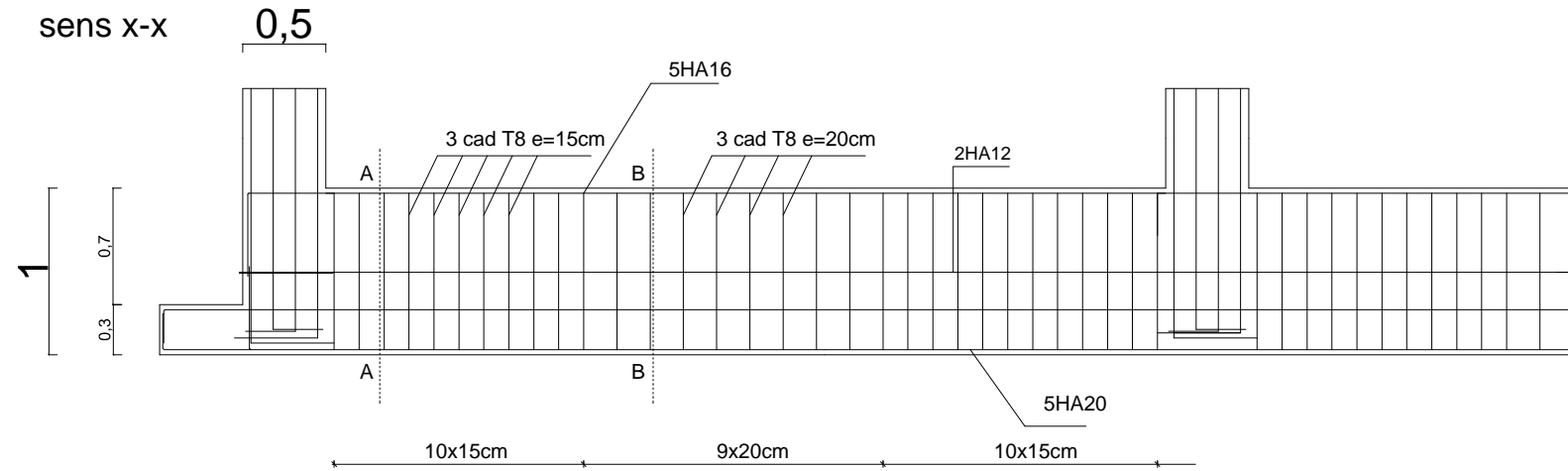
coupe B-B



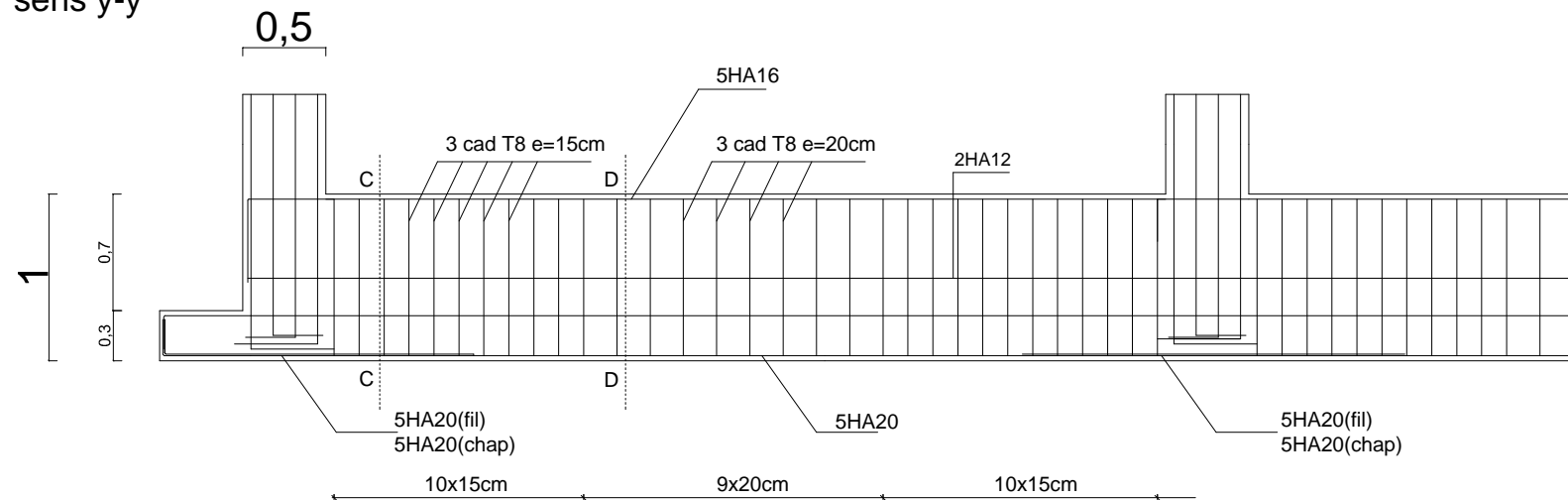
coupe D-D



sens x-x



sens y-y



## Plan Ferrailage De La Nervure

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**PROJET:**  
ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN  
R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE  
D'HABITATION ET COMMERCE

**TITRE:**  
-Plan Ferrailage De La Nervure

**DOSSIER:** GENIE CIVIL

**PLANCHE:** N°16

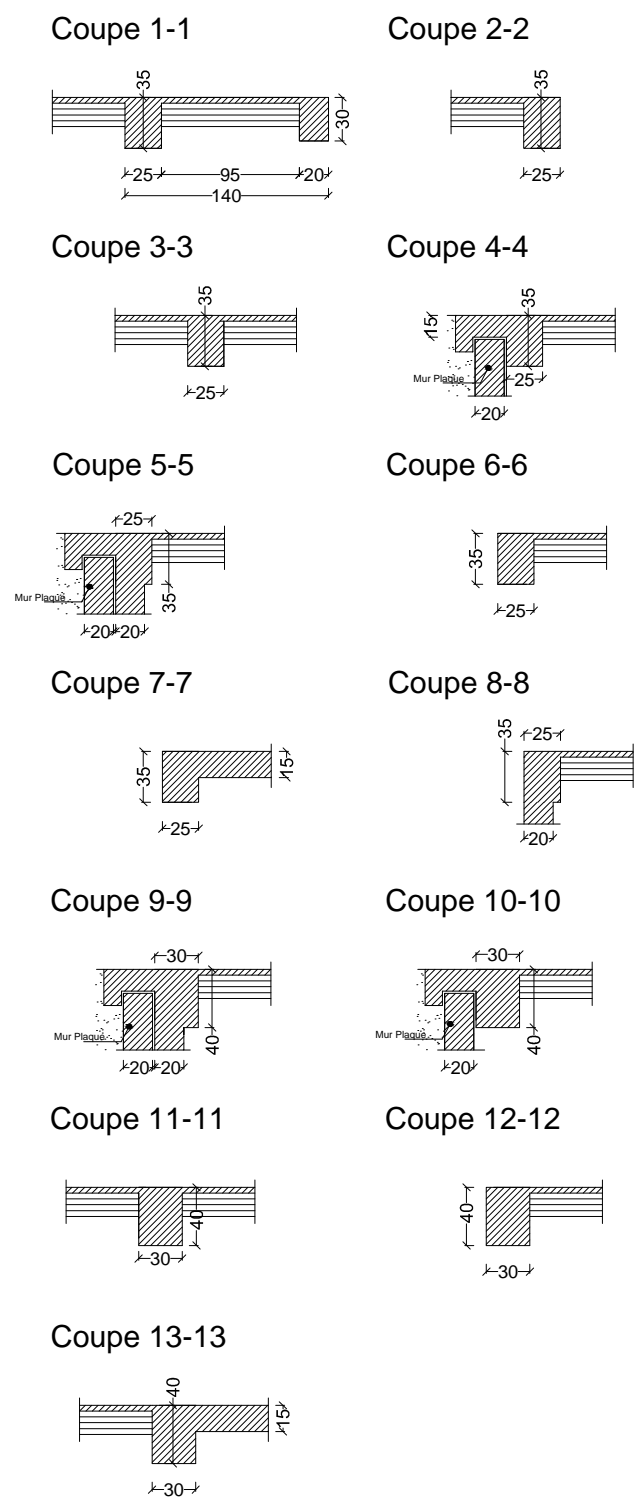
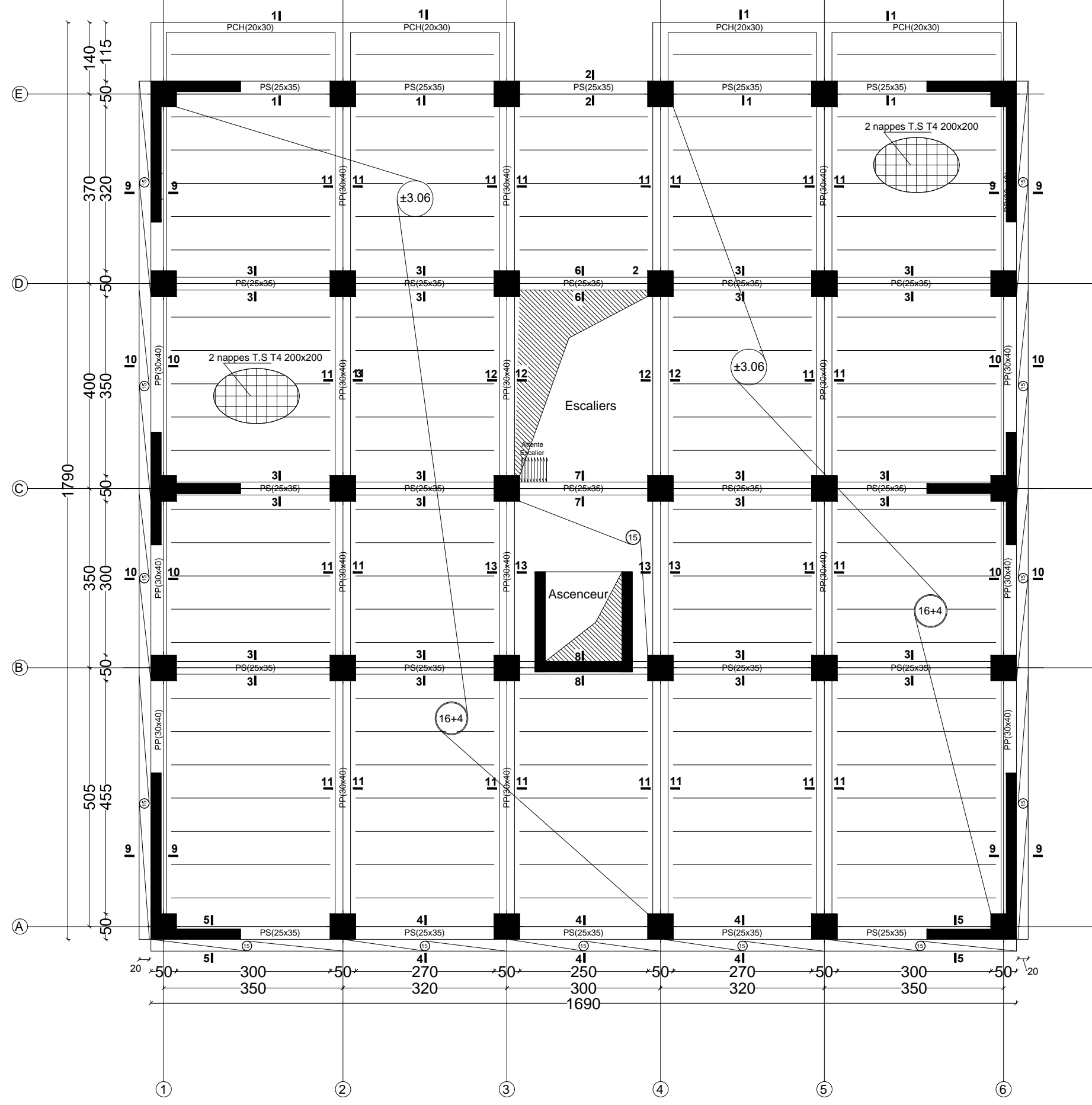
**ECHELLE:** 1/100 1/50

**DESSINE PAR:**  
Mr.MEHLIOUB Mohand Oussalem  
Mr.MATOUB Mohammed

**ENCADRE PAR:**  
Mr.DERRADJ.M

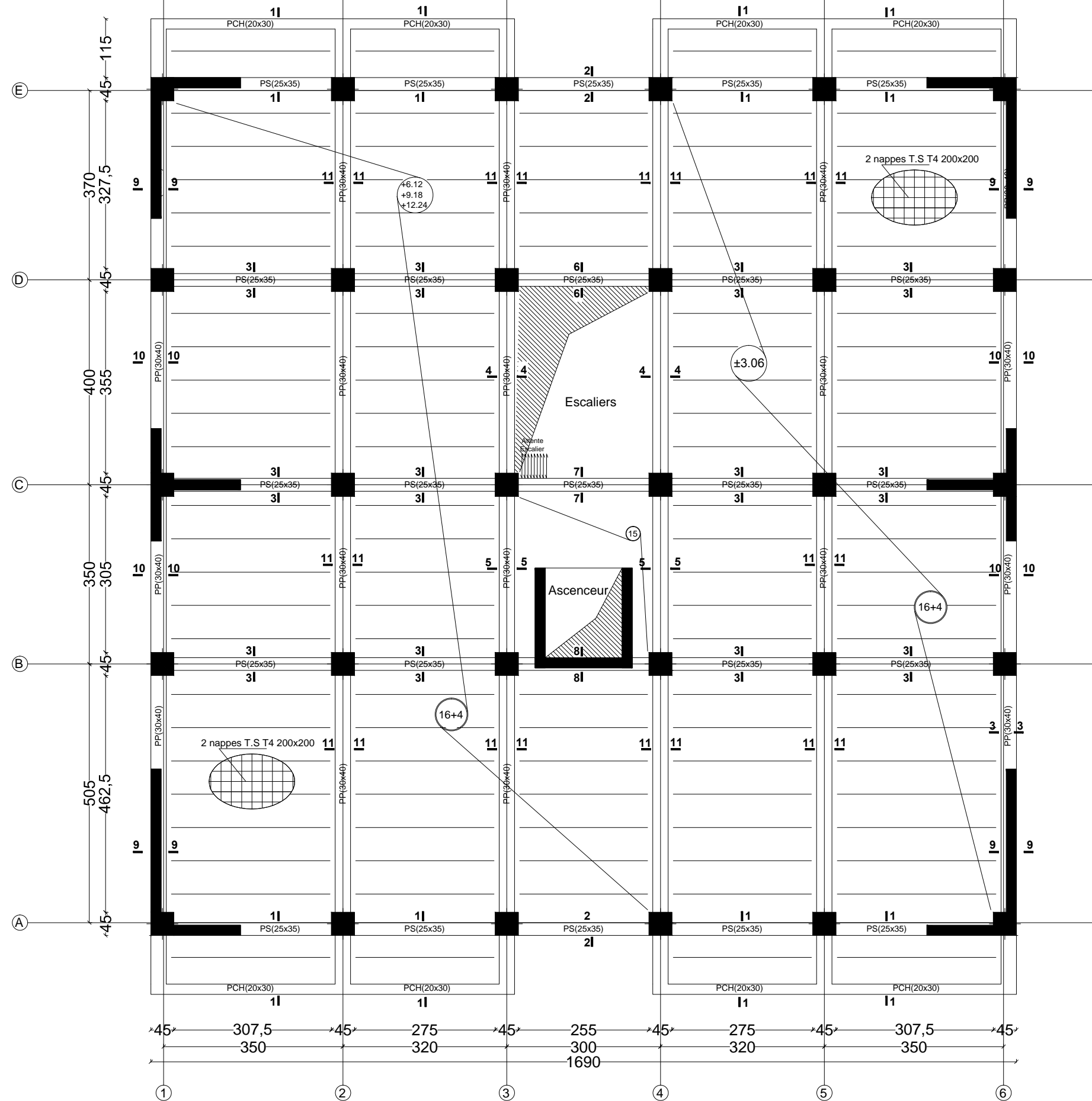
**PROMOTION:**  
2017/2018

# Plan Coffrage RDC

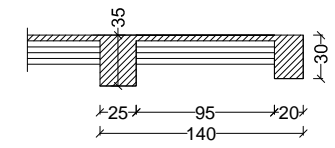


|   |                                     |                                |
|---|-------------------------------------|--------------------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU<br>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |                                     |                                |
| <b>PROJET:</b><br>ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE  | <b>TITRE:</b><br>-Plan Coffrage RDC |                                |
| <b>DOSSIER:</b> GENIE CIVIL   | <b>PLANCHE:</b> N°18                | <b>ECHELLE:</b> 1/100 1/50     |
| <b>DESSINE PAR:</b><br>Mr.MEHLIOUB Mohand Oussalem<br>Mr.MATOUB Mohammed  | <b>ENCADRE PAR:</b><br>Mr.DERRADJ.M | <b>PROMOTION:</b><br>2017/2018 |

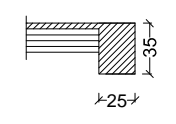
# Plan Coffrage Planchers Niv +6.12;+9.18et+12.24



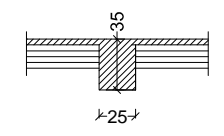
Coupe 1-1



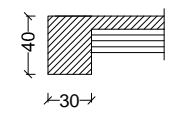
Coupe 2-2



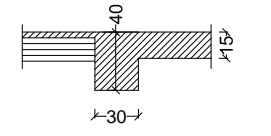
Coupe 3-3



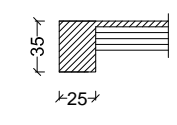
Coupe 4-4



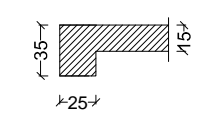
Coupe 5-5



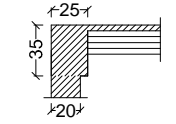
Coupe 6-6



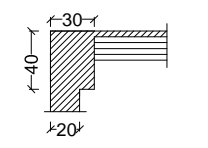
Coupe 7-7



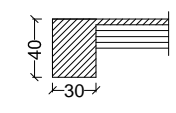
Coupe 8-8



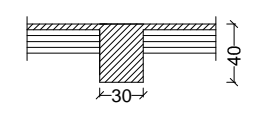
Coupe 9-9



Coupe 10-10



Coupe 11-11



|   |  |                                |
|---|--|--------------------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU<br>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |  |                                |
| <b>PROJET:</b><br>ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN<br>R+7+E/SOL+CHARPENTE A USAGE<br>D'HABITATION ET COMMERCE  | <b>TITRE:</b><br>-Plan Coffrage Planchers<br>Niv +6.12;+9.18et+12.24 |                                |
| <b>DOSSIER:</b> GENIE CIVIL   | <b>PLANCHE:</b> N°17   | <b>ECHELLE:</b> 1/100 1/50     |
| <b>DESSINE PAR:</b><br>Mr.MEHLIOUB Mohand Oussalem<br>Mr.MATOUB Mohammed  | <b>ENCADRE PAR:</b><br>Mr.DERRADJ.M                                  | <b>PROMOTION:</b><br>2017/2018 |

# CONCLUSION

# CONCLUSION

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation en nous basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

D'après l'étude que nous avons faite, il convient de souligner les points suivants :

- Dans la conception parasismique, il est important que l'ingénieur aboutisse à une conception plus adéquate - dans la mesure du possible - vis-à-vis de l'architecture et une sécurité parasismique sans surcoût important ;
- La forme régulière de la structure étudiée a été un facteur très important qui nous a aidés dans la disposition optimale des voiles ;
- Il est indéniable que l'étude dynamique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures ;
- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et calcul des structures ;

Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation) de notre époque, il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures et d'architecture en même temps pour faciliter la conception de la structure ainsi être proches de la réalité pratique.

Et pendant notre travail on a pu voir un aperçu de quelques logiciels exemple (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, REVIT, SKETCHUP, SOCOTEC, AUTOCAD,...) qui a été très instructives.

# BIBLIOGRAPHIE

## **BIBLIOGRAPHIE**

- Jean-Pierre MOUGIN, Béton armé, BAEL 91 modifié 99 et DTU associés, 2<sup>ème</sup> édition 2000
- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armée suivant la méthode des états limites BAEL91 mod99
- (DTR B-C2-2) charges permanentes et charges d'exploitations
- Règles parasismiques Algériennes (RPA 99/ Version 2003)
- Règles de conception et de calcul des structure en béton armée CBA93 (DTR-BC 2.41)
- Mr BELAZOUGUI : Calcul des ouvrages en béton armé
- VICTOR DAVIDOVICI, Formulaire du béton armé, Volume 1 et 2.
- Cours et TD des années précédentes.
- Aides Fournie avec le Logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.