

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



# Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme de Master professionnel en génie civil.*  
*Option : construction civile et industrielle.*

## THEME

*Calcul d'un bâtiment (R+10) en béton armé  
à usages multiples (ossature mixte) avec  
l'application du logiciel ETABS*



Proposé par : BATIGEC

Dirigé par : M<sup>r</sup> MOSTEFAI

Etudié par: M<sup>r</sup> AZZAZ SAMIR  
M<sup>r</sup> LAKROUF OMAR

Promotion 2011/2012

# *Remerciements*

*Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr MOSTEFAI pour la sollicitude avec laquelle*

*il a suivi et guidé ce Mémoire.*

*Il est un agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département GENIE CIVIL ainsi qu'à ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.*

*Et enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressant également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.*

*Merci.*

# Dédicaces

*À mes très chers parents, pour qui je dois beaucoup*

*À mon cher frère Mouhamed*

*À mes grands parents.*

*À toute la famille*

*À mes amis (Samir, Ahmed, et Asma)*

*À mon collègue Omar*

*Je Dédie ce Simple et Modeste Travail*

*Cordialement Samir*

# Dédicaces

*À ma très chère mère*

*À mes chers frères Khaled et Hamza*

*À ma fiancée Chahinaz*

*À mes chères sœurs*

*À toute la famille*

*À mes meilleures chères amies et amis*

*À mon collègue Samir*

*Je Dédie ce Simple et Modeste Travail*

*Cordialement omar*

# Sommaire

**Chapitre I : Présentation et caractéristique de l'ouvrage.....page01**

**Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments..... page 10**

**Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires**

Acrotère..... page **21**

Escalier étage courant..... .page **28**

Poutre palière..... page **61**

Port à faux ..... .page **68**

Planchers corps creux......page **73**

Dalle machine..... .page **101**

**Chapitre IV Etude dynamique ..... page 109**

**Chapitre V Ferrailage des poutres..... page 126**

**Chapitre VI Ferrailage des poteaux..... .page 144**

**Chapitre VII Ferrailage des voiles..... page 158**

**Chapitre VIII Etude de l'infrastructure..... page 188**

- ❖ **Conclusion générale.**
- ❖ **Bibliographie.**
- ❖ **Annexe.**

# Introduction

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol d'assise.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+10 à ossature mixte contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.



# Présentation de l'ouvrage

## INTRODUCTION :

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment à usage multiple en R+10 (commerces, bureaux et habitation).

Le bloc qui fait l'objet de notre étude fait partie d'une cité résidentielle en cours de réalisation par l'entreprise BATIGEC IMMOBILIERE, ce projet est implanté à la Daïra, commune de Réghaya, Wilaya d'Alger.

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003) cet ouvrage est classé selon sa destination, dans la catégorie d'ouvrage courants ou d'importance moyenne (**groupe 2**) et situé en zone de forte sismicité (**ZoneIII**).

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

### I-1) Description de l'ouvrage

Le bâtiment, qui fait l'objet de cette étude, est constitué de :

- 01 RDC et une galerie commerciale.
- 01 Etage de service.
- 09 Etages courants.
- 02 Cages d'escaliers.
- 01 Cage d'ascenseur.

### I-2) Caractéristiques géométriques

- Longueur totale .....23.90 m.
- Largeur totale.....23.30m.
- Hauteur du RDC .....4.50 m.
- Hauteur de l'étage de service ..... 3,06 m.
- Hauteur de l'étage courant ..... 3,06 m.
- Hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère) ....38,70m.

### I-3) Différents éléments de l'ouvrage

#### I-3-1) Ossature :

Le contreventement du bâtiment est assuré par un système composé de :

- Poteaux et poutres, formant un système de portiques dans les deux sens, longitudinal et transversal, destinés à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens, longitudinal et transversal, constituent un système de contreventement pour reprendre les charges horizontales dues au séisme

**I-3-2) Planchers**

Ils sont réalisés en corps creux ou en dalles pleines.

**a) Planchers en corps creux**

Les planchers en corps creux reposent sur des poutrelles préfabriquées.

Tous les planchers des étages seront en corps creux, Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

**b) Dalles pleine en béton armé**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la salle machine et les dalles en porte à faux.

**I-3-3) Maçonnerie**

**a) Les murs extérieurs :** sont en double cloisons de (25cm) d'épaisseur (en brique creuse de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10+5+10))

**b) Les murs intérieurs :** sont en simple cloison (brique creuse de 10cm)

**I-3-4) Revêtement**

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Céramique pour les salles d'eau et cuisine
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eau et les locaux humides

**I-3-5) Escaliers**

Le bâtiment est muni de deux cages d'escaliers assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ces escaliers comportent trois volées au RDC et deux volées pour les étages courants. Ils seront constitués de paliers et paillasse coulés sur place.

**1.3.6) Cage d'ascenseur**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en maçonnerie pour les parois et une dalle pleine avec ouverture permettant la circulation de la cabine.

**I-3-7) Acrotère**

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur, de 60 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse.

**1.3.8) Le coffrage**

On utilisera le coffrage traditionnel en bois pour les portiques et le coffrage métallique pour les voiles.

**I-3-9) Eléments composant l'infrastructure**

Le choix de mode de fondations est fonction de l'importance de l'ouvrage (ou des surcharges) et de la nature du sol.

**1-4) Caractéristiques du sol**

La structure est implantée sur un bon sol d'un taux de travail de 2bars (contrainte admissible), constitué de trois formations géologiques :

1. Des dépôts de limon désignés sous le terme de terre végétale.
2. Une couche argileuse de texture schisteuse présentant des tranches légèrement altérées.
3. Une couche de marnes grises très résistantes a 1,8 m de profondeur.

**I-5) La réglementation**

L'étude de l'ouvrage est menée en respectant les règlements en vigueur, à savoir :

- Les règles du BAEL91 modifié en 99.
- Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2003.
- Les DTR.

**I-6) Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes RPA 2003 ainsi que les règles de béton armé aux états limites (BAEL 99).

**I-6-1) le béton****I-6-1-1) Résistance caractéristique à la compression**

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, appelées 16x32, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm (Aire de 200 cm<sup>2</sup>).

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours d'âge :  $f_{c28}$ , pour les calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à Partir de  $f_{c28}$ , par :

(Art A.2.1, 11/ BAEL 99)

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76+0,83j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} < 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,40+0,95j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

**I-6-1-2) Résistance caractéristique à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge «  $j$  » jours est donnée par la formule suivante (Art A.2.1,12 BAEL91 modifiées 99) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

**I -6-1-3) Contraintes limites****a)Etat limite ultime (ELU) : (Art A.4.3,41 BAEL91 modifiées 99)**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante

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

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,15$  si la situation est accidentelle.  $\Rightarrow f_{bc} = 18,50$  MPa (pour  $\theta = 1$ )

$\gamma_b = 1,5$  si la situation est courante.  $\Rightarrow f_{bc} = 14,20$  MPa (pour  $\theta = 1$ )

$\theta$  : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

$\theta = 1$  lorsque la durée d'application est supérieur à 24 heures

$\theta = 0,9$  lorsque la durée d'application est entre 1heure et 24heurs

$\theta = 0,85$  lorsque la durée d'application est inférieur à 1heur

**b) Contrainte limite de cisaillement: (art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99)**

$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} , 5 \text{ MPa} )$  pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} , 4 \text{ MPa} )$  pour une fissuration préjudiciable.

**c) État limite de service (ELS) (Art. A.4.5.2, BAEL91 modifiées 99)**

La contrainte de compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

**I -6-1-4) Module d'élasticité:**

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module.

**a-1) Module d'élasticité instantané (art A.2.1,21 BAEL91 modifiées 99)**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieur à 24 heures il résulte un module égale à  $E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{cj}}$ .

$$\text{Pour } F_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPA}$$

**a-2) Module d'élasticité différée (art A.2.1,22 BAEL91 modifiées 99)**

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

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

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

**b) Module d'élasticité transversale**

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

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

$\nu$  : Coefficient de poisson.

**c) Coefficient de poisson : (art A.2.1,3 BAEL91 modifiées 99)**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

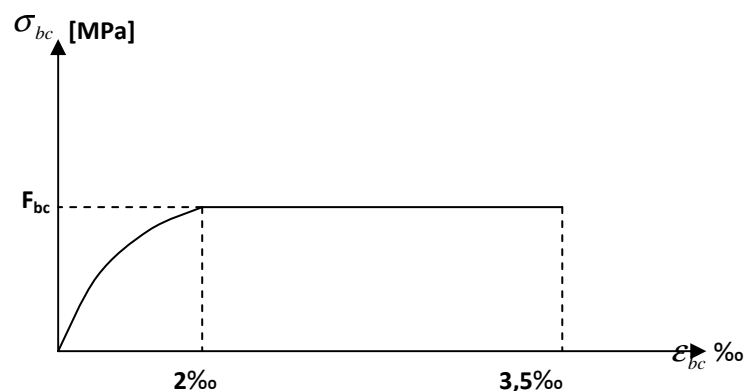
$$\left( \nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \right) \text{ Il sera pris égal à :}$$

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

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

**I-6-1-5) Diagramme contrainte déformation du béton**

$$F_{bc} = \frac{0,85 F_{c28}}{\theta \gamma_b}$$



**Fig I.1) Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)**

$\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression

**I-6-2) Les aciers :**

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal et l'acier résiste bien.

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

- Aciers à haute adhérence H.A (feE400).....fe = 400 MPa
  - Treillis soudés (TL520).....fe = 520 MPa
- fe : limite d'élasticité.

**I-6-2-1) Module de déformation longitudinale**

$E_s = 2.10^5$  MPa : cette valeur sera constante quelle que soit la nuance de l'acier

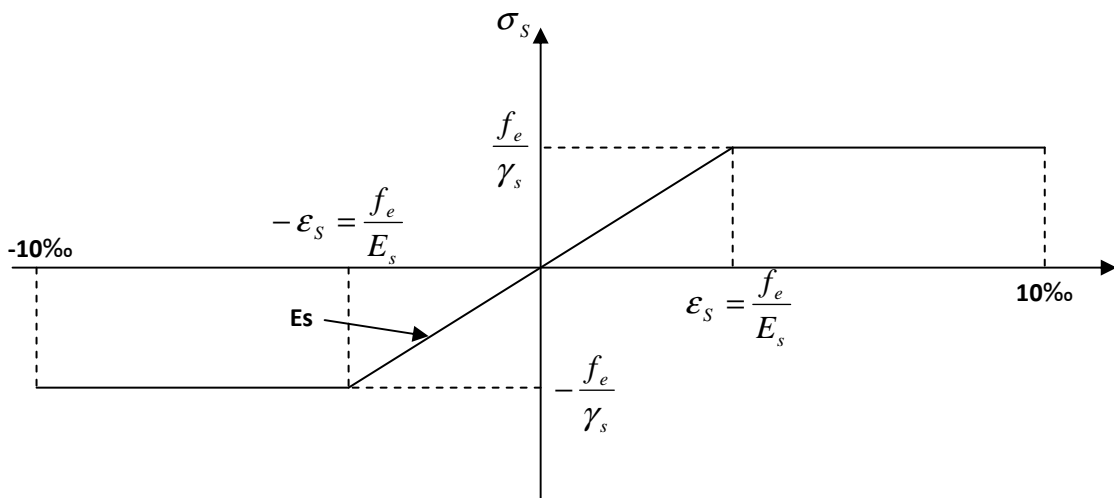
**I-6-2-2) limite élasticité de l'acier :**

- **A ELU : (Art A.4.3.2/ BAEL91 modifiée 99):**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{pour la situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 \quad \text{pour la situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers à haute adhérence FeE400}$$



**Fig. I.2) Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier**

➤ **A ELS: (art. A.4.5,3 BAEL91 modifiées 99)**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service on définit :

- ✓ **Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5,32 BAEL91 modifiées 99)** : Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.
- ✓ **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5,33 BAEL91 modifiées 99)** : C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right) MPa.$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$f_e$  : limite d'élasticité des aciers utilisés.

$f_{ij}$  : la résistance caractéristique à la traction du béton.

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$$\eta = 1,6 \text{ pour les HA}$$

$$\eta = 1 \text{ pour les RL.}$$

- ✓ **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5,34 BAEL91 modifiées 99)**

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_s < \sigma_{st} \leq 0.8 \min\left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right]$$

### I-6-2-3) Diagramme contraintes-déformations

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

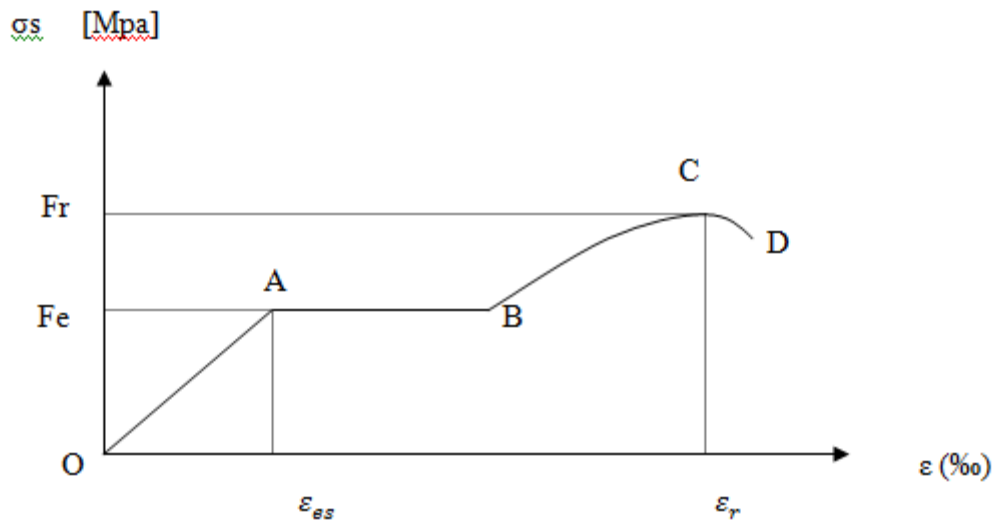


Fig. I.2) Diagramme contraintes-déformations

Avec:  $F_r$  : Résistance à la rupture.

$F_e$  : Limite d'élasticité.

$\epsilon_{es}$ : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

$\epsilon_r$  : " " " à la rupture.

Le diagramme comprend quatre zones :

Zone OA : Domaine d'élasticité linéaire.

Zone AB : Domaine de ductilité.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction.

**I-6-2-4) Protection d'armatures: (art A. 7.2,4 BAEL91 modifiées 99) :**

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

- $C \geq 5\text{cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$  : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.



**Pré dimensionnement et descente de charge**

## II-1) Pré dimensionnement des éléments structuraux

### II-1-1) Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les charges et surcharges.

Ils assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent

aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges.

- **Fonction d' isolation**

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.

Dans notre projet, on distingue un seul type de planchers. Ces derniers sont constitués d'un corps creux d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la petite portée.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

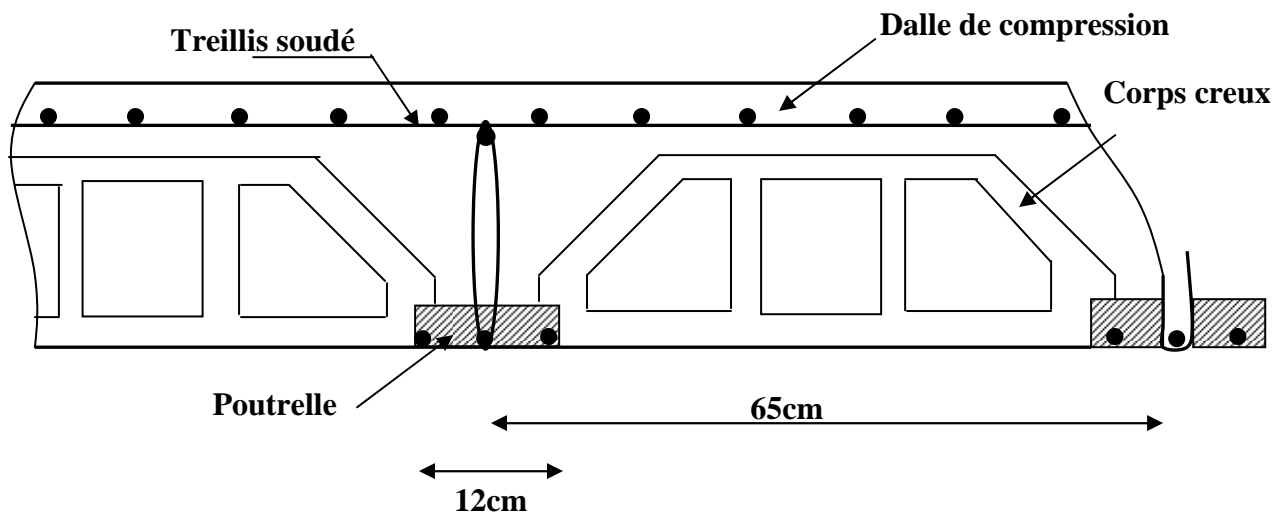


Fig. II.1) Eléments constitutif d'un plancher a corps creux

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad \text{Avec : } h_t : \text{ hauteur du plancher.}$$

$L$  : portée libre max de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L_{\max} = 370 - 30 = 340 \text{ cm}$$

$$h_t = (340 / 22.5) = 15,11 \text{ cm.}$$

On opte pour un plancher de  $h_t = 20 \text{ cm}$  (16+4)

Avec : Epaisseur du corps creux : 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression 4 cm

**I-1-2) Les poutres**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulés sur place. Elles supportent les charges gravitaires et les transmettent aux poteaux.

Les poutres transmettent les charges sur appuis (tête de poteau) ou sur appuis continus (murs).

Elles assurent la fonction de chaînage des éléments verticaux.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

D'après les prescriptions préconisées par le RPA 99, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- |  |                              |
|--|------------------------------|
| 1. Largeur: $b \geq 20\text{cm}$ .     | } (RPA99 REV2003. Art 7.5.1) |
| 2. Hauteur: $h \geq 30\text{cm}$ .     |                              |
| 3. Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$ . |                              |
| 4. $b_{\max} \leq 1.5 + b_1$ .         |                              |

**a)- Poutres principales :** Elles sont les poutres porteuses

La hauteur des poutres principales est donnée par :  $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : L : portée entre nus d'appuis  $L = 450\text{ cm}$

Donc :  $(450/15) \leq h \leq (450/10) \longrightarrow 30\text{ cm} \leq h \leq 45\text{ cm}$ . On adopte :  $h = 40\text{ cm}$ .

La largeur des poutres est déterminée par  $0.4h \leq b \leq 0.7h$   $16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \Rightarrow$  pour plus de sécurité on prend  $b = 35\text{ cm}$

La section des poutres principales est:  $(35 \times 40)\text{ cm}^2$ .

**Vérification des conditions du RPA**

$b = 35\text{ cm} \geq 20\text{cm}$  .....Condition vérifiée.

$h_t = 40\text{ cm} \geq 30\text{cm}$ ..... Condition vérifiée.

$h_t/b = 1,14 < 4$ . ..... Condition vérifiée.

**b)- Poutres secondaires :** Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, leurs hauteurs sont données par

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$  Avec :  $L = 340\text{ cm}$ .

Donc :  $(340/15) \leq h \leq (340/10) \longrightarrow 22.67\text{ cm} \leq h \leq 34\text{cm}$ .

Pour plus de sécurité on opte pour  $h = 35\text{ cm}$ .

La largeur de la poutre est déterminée par :  $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$14\text{ cm} \leq b \leq 24,5\text{ cm}$  on prend :  $b = 30\text{ cm}$ .

Vérification des conditions du RPA

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ ..... Condition vérifiée.

$h_t/b=1,16 < 4$  . .....Condition vérifiée.

**Conclusion :** Poutres principales : **(35×40) cm<sup>2</sup>**.  
Poutres secondaires : **(30×35) cm<sup>2</sup>**.

**I-1-3) Les voiles**

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

Selon le (RPA 99 REV2003, Art 7.7.1) ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante:  $L \geq 4 e_p$ .

Avec  $e_p$  : épaisseur des voiles

$L$  : portée min des voiles.

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

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

$h_e = h_{\text{emax}} = \text{hauteur du RDC} = 450 - 40 = 410 \text{ m}$ .

$e \geq 410/20 = 20,5$  on prend :  $e_p = 20 \text{ cm}$ .

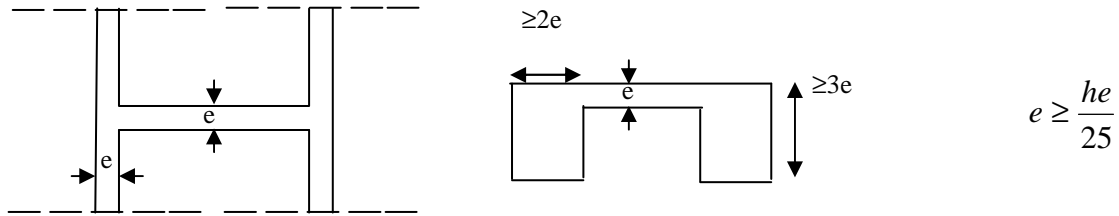
$L \geq 4 \times e_p = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$ ..... Condition vérifiée.

Vérification de RPA :

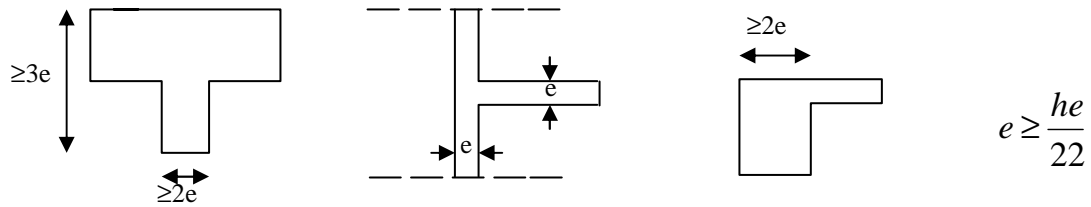
$L_{\text{min}} \geq 4e$   $L_{\text{min}}$  : Portée minimale des voiles

$L_{\text{min}} = 0,8 \text{ m}$   $4 \times 0,2 = 0,8$ ..... Condition vérifiée.

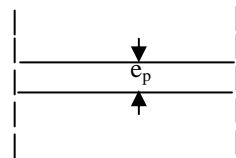
$e = 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$  ( $e_{\text{min}}$ ) .....Condition vérifiée.



$$e \geq \frac{he}{25}$$



$$e \geq \frac{he}{22}$$



$$e \geq \frac{he}{20}$$

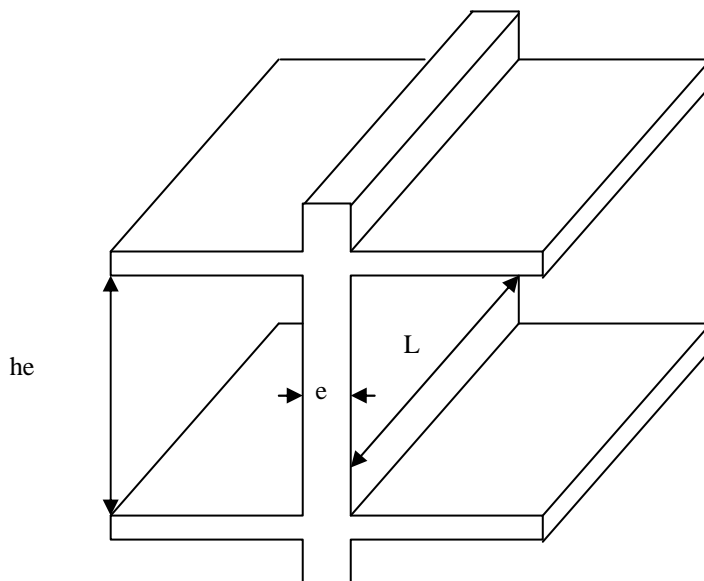


Fig. II.2) Coupe de voile en élévation

**I-1-4) Les poteaux**

Le prédimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort  $N$  qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec} \quad N = G + Q$$

$N$  : effort de compression repris par les poteaux.

$S$  : section transversale du poteau.

$G$  : charge permanente.       $Q$  : surcharge d'exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte limite de service du béton en compression.

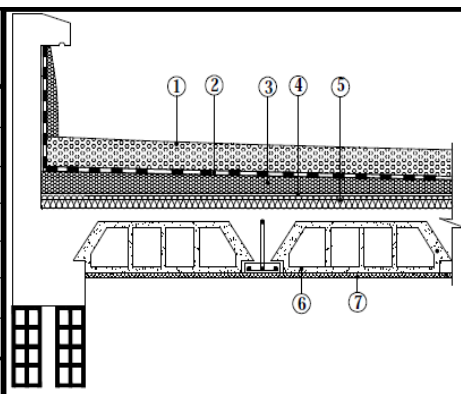
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} : \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} .$$

Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$  En zone III (Zone sismique)
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ .

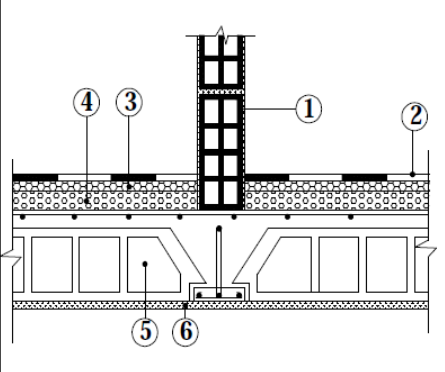
**II-2) Détermination des charges et surcharges****II-2-1) Charges permanentes****II-2-1-1) Les planchers****a)Plancher terrasse**

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1 Gravier de protection	5	17	0,85
2 étanchéité de type multiple	/	/	0,12
3 béton en forme de pente	$e_m=7$	22	1,54
4 pare vapeur	1 feuille	/	/
5 Isolation thermique	4	4	0,16
6 Plancher corps creux (16+4)	20	/	2,8
7 Enduit en plâtre	2	10	0,2
<b>TOTAL</b>			<b>5,67</b>



## b) Plancher d'étage courant et de services :

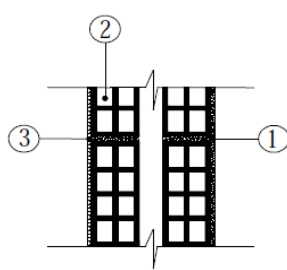
Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1 maçonnerie en briques creuses avec enduit	/	/	1,3
2 revêtement en carrelage	2	20	0,4
3 mortier de pose	2	20	0,4
4 couche de sable	3	18	0,54
5 plancher en corps creux	20	/	2,8
6 enduit en plâtre	2	10	0,2
<b>TOTAL</b>			<b>5,64</b>



## II-2-1-2) Les Murs

## a) Murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1 enduit de ciment	2	18	0,36
2 Maçonnerie en briques creuses	10	9	0,9
Lame d'air	5	0	0
2 Maçonnerie en briques creuses	10	9	0,9
3 enduit de plâtre	2	10	0,2
<b>TOTAL</b>			<b>2,36</b>



## b) Murs intérieurs

## II-2-2) surcharges d'exploitation :

## II. 3.2 Surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2 comme suit :

- Plancher terrasse	$Q = 1,00 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation	$Q = 1,50 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Plancher étage courant : à usage administratif (bureaux)	$Q = 2,50 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Plancher RDC : à usage commercial (boutique)	$Q = 5,00 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Balcons : à usage habitation	$Q = 3,50 \text{ kN} / \text{m}^2$
- L'acrotère	$Q = 1,00 \text{ kN} / \text{ml}$
- L'escalier	$Q = 2,50 \text{ kN} / \text{m}^2$

• **Loi de dégression des surcharges d'exploitation**

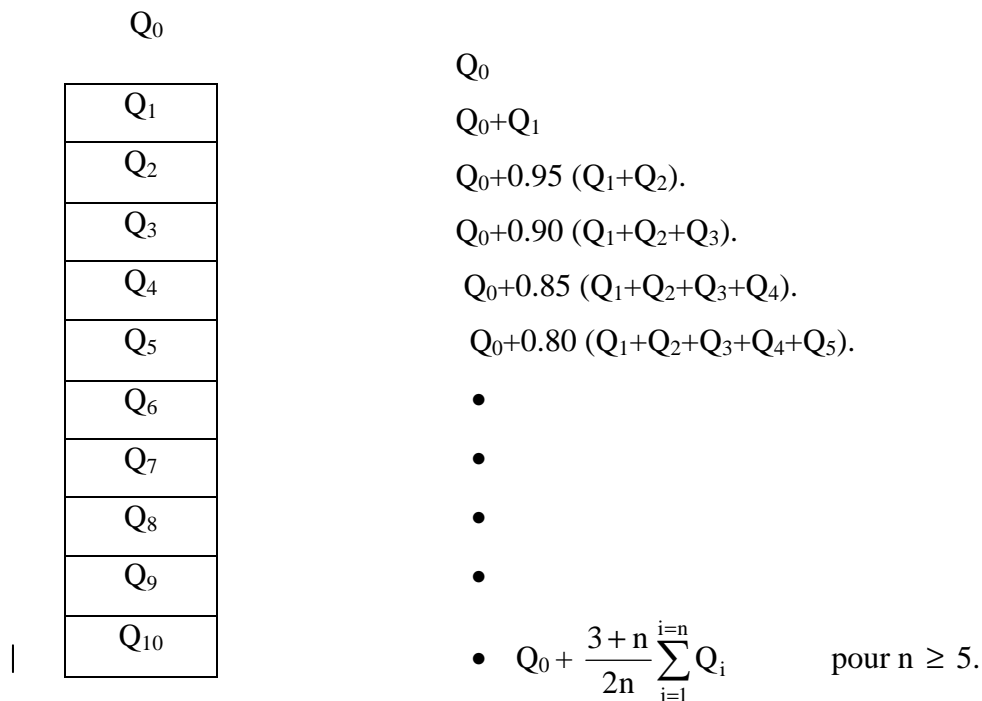
La dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, bâtiments à usage d'habitation et bureautique, sous réserve de satisfaire certaines conditions notamment pour les locaux industriels et commerciales.

Les règles du BAEL nous imposent une dégression des surcharges d' exploitation et ceci pour

tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers.

**Soit :**  $Q_0$ , la charge d' exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ , les charges d' exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3,...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.



**Fig. II.3) Loi de dégression des surcharges-**

## II-2-2-1) Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression

Niveau	$\Sigma$ Charges d'exploitations	Q (KN)	Q <sub>T</sub> (KN)
T	$\Sigma Q_0$	1	14,94
P <sub>10</sub>	$\Sigma Q_0 + Q_1$	2,5	37,35
P <sub>9</sub>	$\Sigma Q_0 + (Q_1 + Q_2)0,95$	3,85	57,51
P <sub>8</sub>	$\Sigma Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3)0,90$	5,05	75,44
P <sub>7</sub>	$\Sigma Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)0,85$	6,1	91,13
P <sub>6</sub>	$\Sigma Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)0,80$	7,00	104,58
P <sub>5</sub>	$\Sigma Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)0,75$	7,75	115,78
P <sub>4</sub>	$\Sigma Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)0,71$	8,45	126,24
P <sub>3</sub>	$\Sigma Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)0,69$	9,28	138,64
P <sub>2</sub>	$\Sigma Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)0,67$	10,04	149,99
P <sub>1</sub>	$\Sigma Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)0,65 + Q_{10}$	12,28	183,43

Tab. II.1) surcharges d'exploitations selon la loi de dégression

Avec :  $Q_0$ : surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible:  $Q_0 = 1 \times 14.94 = 14.94 \text{ KN}$ .

$Q_2$  à  $Q_9$ : surcharges d'exploitations du plancher étage courant :  $Q_1$  à  $Q_9 = 1.5 \times 14.40 = 22,41 \text{ KN}$ .

$Q_{10}$ : surcharges d'exploitations du plancher étage courant à usage administratif  
 $= 2,5 \text{ KN/m}^2$

### II-3) Descente de charges

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

Dans notre cas, on dimensionne le poteau G3 (voir plan).

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

Avec : N : effort normal.

S : section de poteau.

$\sigma_b$  : Contrainte limite admissible du poteau à la compression ( $\sigma_b = 15 \text{ Mpa}$ )

On fait la descente de charges à l'ELS avec la combinaison  $N = G + Q$

$$\text{Et on prend : } S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

#### • Surface revenant au poteau F6 :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S_1 = (2,4 \times 1,5) = 3,6 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = (1,8 \times 2,4) = 4,32 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = (1,5 \times 1,8) = 2,7 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = (1,5 \times 1,5) = 2,25 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{TOTAL1}} = 12,87 \text{ m}^2$$

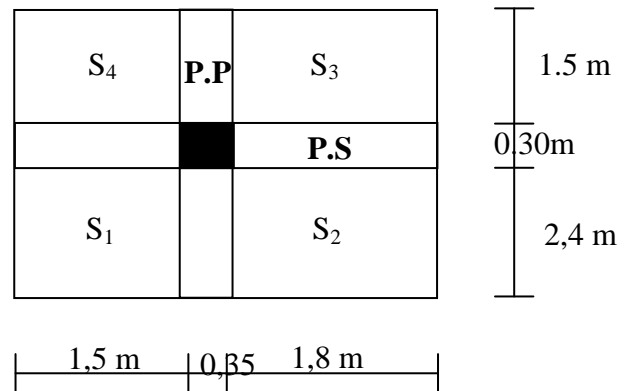


Fig. II.4) Surface revenant au poteau F6-

$$S_5 = (0,30 \times 1,5) + (0,30 \times 1,5) + (0,35 \times 1,8) + (0,35 \times 2,4) = 2,37 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{TOTAL2}} = 15,24 \text{ m}^2.$$

#### • Poids propre du plancher terrasse

$$P_{pt} = G_t \times S = 5,67 \times 12,87 = 72,97 \text{ KN}.$$

•Poids propre du plancher étage courant

$$P_{pc} = G_c \times S = 5.64 \times 12,87 = 72,58 \text{ KN.}$$

•Poids des poutres

- Poutres principales

$$P_{pp} = (0.35 \times 0.40 \times 3,9) \times 25 = 13,65 \text{ KN.}$$

- Poutres secondaires

$$P_{ps} = (0.30 \times 0.35 \times 3,3) \times 25 = 8,66 \text{ KN.}$$

Niv	KN								cm <sup>2</sup>	
	plancher	poutre	poteau	G <sub>tot</sub>	G <sub>cum</sub>	Q	Q <sub>cum</sub>	N=G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	S trouvée	S adoptée
10	72,97	22.31	0.00	95,28	95,28	15,24	15,24	110.52	10.51	40x40
9	72,58	22.31	6,88	101.77	197.05	37,35	52.59	249.64	15.80	40x40
8	72,58	22.31	6,88	101.77	298,82	57,51	142.53	441.35	21.00	40x40
7	72,58	22.31	6,88	101.77	400.59	75,44	200.04	600.63	24.50	45x45
6	72,58	22.31	6,88	101.77	502.36	91,13	275.84	778.20	27.90	45x45
5	72,58	22.31	6,88	101.77	604.13	104,58	366.61	970.73	31.15	45x45
4	72,58	22.31	6,88	101.77	705.90	115,78	471.19	1177.10	34.30	50x50
3	72,58	22.31	6,88	101.77	807.67	126,24	586.97	1394.67	37.34	50x50
2	72,58	22.31	6,88	101.77	909.44	138,64	713.21	1622.64	40.28	50x50
1	72,58	22.31	6,88	101.77	1011.21	149,99	851.85	1863.10	43.16	55x55
RDC	72,58	22.31	10,12	105,01	1116.22	183,43	1001.84	2118.04	46.02	55x55

Tab. II.2) récapitulatif de la descente de charges sur le poteau F6

II-3-1) Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone III} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

Les sections adoptées :

(55×55) cm<sup>2</sup> → pour le RDC et le 1<sup>er</sup> étage.

(50×50) cm<sup>2</sup> → pour le 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, et 4<sup>ème</sup> étage.

(45×45) cm<sup>2</sup> → pour le 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage

(40×40) cm<sup>2</sup> → pour le 8<sup>ème</sup> au 10<sup>ème</sup> étage.

⇒ Les conditions du RPA sont vérifiées.

### II-3-2) Vérifications au flambement

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

Il faut vérifier que l'élancement  $\lambda$  des poteaux est :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$ .

Avec  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0.7l_0$ )

$i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ).

$l_0$  : hauteur libre du poteau.

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ ).  $I$  : moment d'inertie ( $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ ).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b \cdot h}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}$$

#### Les vérifications :

- Pour le RDC (poteau (55×55) cm<sup>2</sup> :  $l_0 = 4,5$  m →  $\lambda = 24,24 < 50$ .
- Pour le 1<sup>er</sup> étage (poteau 55×55) cm<sup>2</sup> :  $l_0 = 3,06$  m →  $\lambda = 16,48 < 50$ .
- Pour le 2<sup>ème</sup>, au 4<sup>ème</sup> étage (poteau 50×50) cm<sup>2</sup> :  $l_0 = 3,06$  m →  $\lambda = 18,55 < 50$ .
- Pour le 5<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage (poteau 45×45) cm<sup>2</sup> :  $l_0 = 3,06$  m →  $\lambda = 21,2 < 50$ .
- Pour le 8<sup>ème</sup> au 10<sup>ème</sup> étage (poteau 40×40) cm<sup>2</sup> :  $l_0 = 3,06$  m →  $\lambda = 24,73 < 50$ .

#### Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

CHIM

**Calcul des éléments non structuraux**

## Introduction

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments non structuraux qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent. (charges permanâtes, charge d'exploitation) calcul se fera conformément aux règles (BAEL 99).

### III.1) l'acrotère

#### Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé dont la réalisation est nécessaire pour des raisons d'étanchéité des terrasses inaccessibles. Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort (G) du à son poids propre et à un effort horizontale (Q = 1KN/ml) du à la main courant provoquant un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

#### III-1-1) Dimensions de l'acrotère

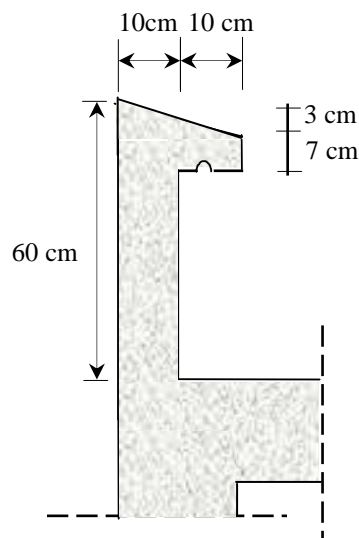


Fig.III.1.2) Coupe transversale de l'acrotère

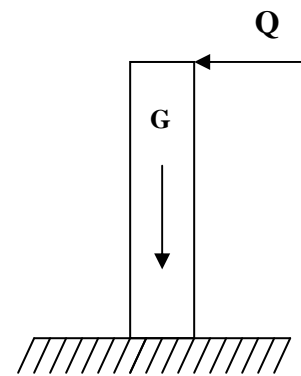


Fig.III.1.1)\_ Schéma statique

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

##### •Evaluation des charges :

-Poids propre(G):

$$G = 25 [(0.5 \times 0.1) + (0.2 \times 0.07) + (\frac{0.03 \times 0.2}{2})] = 1.675 \text{ KN.}$$

-Surcharge d'exploitation(Q) :

$$Q = 1 \text{ KN /ml}$$

•Les sollicitations :

-Effort normal dû au poids propre G

$$N_G = G \times 1 = 1.675 \text{ KN}$$

-Effort normal dû à la surcharge Q

$$N_Q = 0$$

-Moment de renversement dû à G

$$M_G = 0$$

-Moment de renversement dû à Q

$$M_Q = Q h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN m}$$

III-1-3) Calcul au séisme :

Selon le RPA 99 (art 6-2-3) l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale "F<sub>P</sub>" due au séisme calculée comme suit :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C<sub>P</sub> : facteur de force horizontale.

W<sub>P</sub> : poids de l'acrotère.

-A = 0.25 (zone III groupe 2) selon le tableau 4-1 du RPA.

-C<sub>P</sub> = 0.8 (pour les éléments en console) selon le tableau 6-1 du RPA.

-W<sub>P</sub> = G<sub>acrotère</sub> = 1,75KN/ml

$$\Rightarrow F_P = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1,675 = 1,34 \text{ KN /ml}$$

$$\Rightarrow F_P = 1,40 \text{ KN/ml} > Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- L'action de la force horizontale F<sub>P</sub> de l'acrotère (due au séisme) est donc plus prépondérante que l'action de la charge d'exploitation Q (due a la main courante). Par conséquent  $M_{F_P} > M_Q$ .

**N<sub>F<sub>P</sub></sub>**: effort tranchant=1,40 KN

**M<sub>F<sub>P</sub></sub>** : moment renversant =0,84 KNm

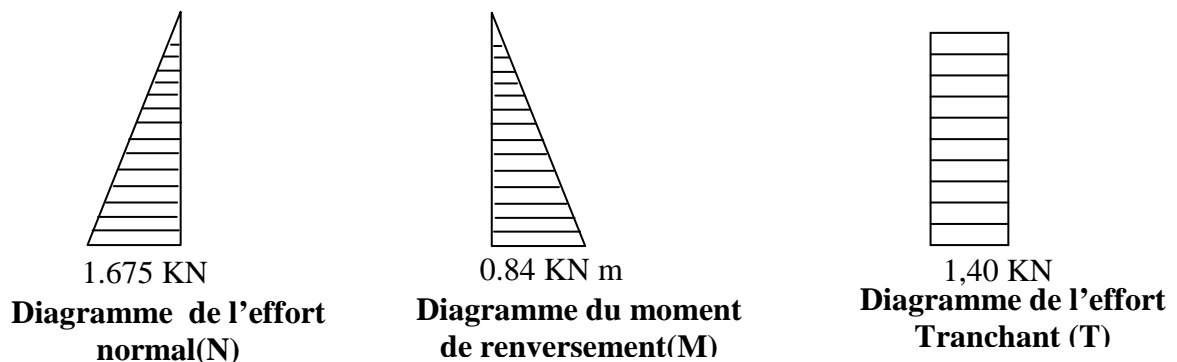


Fig.III.1.3) Diagrammes des efforts internes dans l'acrotère

**III-1-4) Combinaisons de charges :****➤ A L'E.L.U :**

- Effort normal :  $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_{FP} = 1,35 \times 1,675 = 2,26 \text{ KN}$   
 - Moment de renversement :  $M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_{FP} = 1,5 \times 0,84 = 1,26 \text{ KN m}$   
 - Effort tranchant :  $T_u = 1,5 N_{FP} = 2,1 \text{ KN}$

**➤ A L'E.L.S :**

- Effort normal :  $N_s = N_G + N_{FP} = 1,675 \text{ KN}$   
 - Moment de renversement :  $M_s = M_G + M_{FP} = M_{FP} = 0,84 \text{ KN m}$   
 - Effort tranchant :  $T_s = 1 N_{FP} = 1,40 \text{ KN}$

**III-1-5) Ferrailage de l'acrotère :**

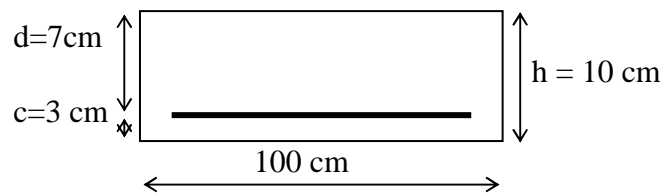
Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

**•Remarque**

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armatures fictives «  $A_f$  » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».

**a)- Calcul de l'excentricité :**

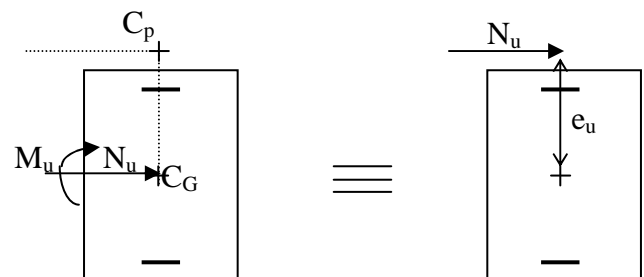
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,26}{2,26} = 0,557 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,02 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

-Le centre de pression «  $C_p$  »

est à l'extérieur de la section

$\Rightarrow$  SPC (section partiellement comprimée).

Donc la section sera calculée en flexion simple l'effet d'un moment fictif.



**b)- Calcul en flexion simple :**➤ **Moment fictif :**

$M_f = N_u \times a$  avec  $a$  : distance entre le « Cp » et le centre de gravité « C<sub>G</sub> » des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 55,7 + 2 = 57,70 \text{ cm}$$

$$M_f = 2,26 \times 0,577 = 1,304 \text{ KN m.}$$

$$\tau_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,304 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,018$$

$$\mu = 0,018 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

➤ **La section des armatures fictives (en flexion simple)**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,304 \times 10^3}{0,991 \times 7 \times 348} = 0,489 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } (\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa})$$

**c)- La section des armatures réelles (en flexion composée)**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; A_u = 0,489 - \frac{2,26 \times 10}{348} = 0,42 \text{ cm}^2$$

**d)- Vérification a l'E.L.U :****d.1)- Vérification de la condition de non fragilité du béton (BAEL 91/Art.A.4.2.1) :**

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0,445 d}{e_s - 0,185 d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,84}{1,675} = 0,50 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{100 \times 7 \times 2,1}{400} \left[ \frac{0,50 - 0,445 \times 7}{0,50 - 0,185 \times 7} \right] = 2,78 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,42 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures  $A_{\min}$ .

$$A = A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{ST}=25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } A_r = 4\text{HA6} = 1,50 \text{ cm}^2 \quad \text{ST}=28 \text{ cm}$$

**d.2)- Vérification de l'espacement des barres :**➤ **Armatures verticales :**

$$S_t \leq \text{Min} \{3h, 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm.} \quad S_t = 25 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm.} \quad S_t = 28\text{cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d.3)- Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1.1 / BAEL 91) :**

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau = \tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad V_u = 1,5 \times F_P \quad \text{avec } V_u : \text{effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{2,1 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0,30 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

**d.4)- Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1.3 / BAEL 91) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\Psi_s = 1,5 \quad (\text{Acier de haute adhérence})$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{2,1 \times 10}{0,9 \times 7 \times 12,56} = 0,26 \text{ MPa.}$$

$\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres.  $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 1 = 12,56 \text{ cm.}$

$$\tau_{se} = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Ancrages des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{10 \times 400}{4 \times 3,15} = 317,46 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 32 \text{ cm.}$$

**e)-Vérification a l'E.L.S :**

• On doit vérifier :

- 1) La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- 2) La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \eta$

**e.1)- Dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (0,5 f_e; 110 \sqrt{f_{t28}}) \right\} \quad (\text{Art A.5.33 /BAEL 91})$$

$\eta=1,6$  : Fissuration préjudiciable, (acier HA)  $\Phi \geq 6\text{mm}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, \max (0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\}$$

$$= \min(266,6 ; 201,63)$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 7} = 0,448$$

$$\rho_1 = 0,448 \Rightarrow \beta_1 = 0,898$$

$$\Rightarrow k_1 = 34,02$$

$$\Rightarrow k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{34,02} = 0,029$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{0,84 \times 10^6}{70 \times 10^2 \times 0,898 \times 3,14} = 42,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 42,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e.2)- Dans le béton :

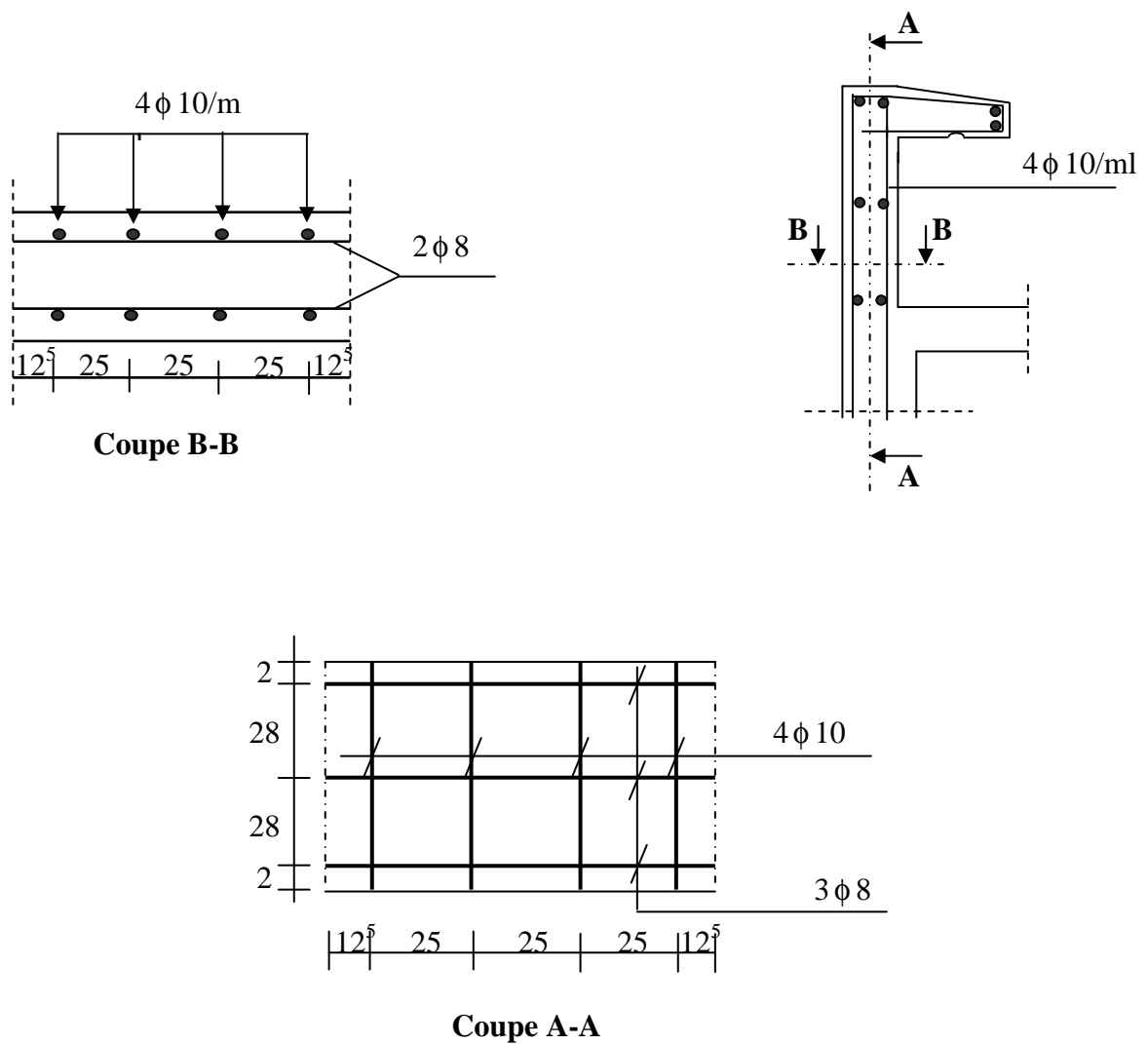
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ (condition à vérifiée)}$$

$$\sigma_{bc} = 0,029 \times 42,55 = 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Les conditions étant vérifiées; donc le ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.



**Fig. III.1.4) Schéma de ferrailage de l'acrotère**

**III-2) Les escaliers :****III-2-1) Définition et terminologies :****a) Définition :**

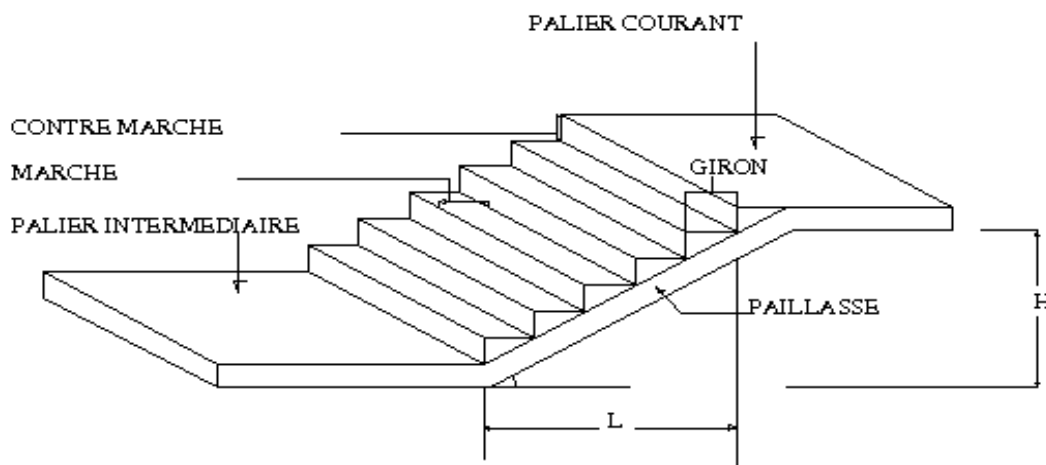
Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction. L'escalier est constitué d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

Notre bâtiment comporte 02 cages d'escaliers de même type (escalier droits) et seront réalisés en béton armé coulé sur place.

**b) Terminologie :**

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la fig.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de palier de repos.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.



**Remarque :**

On s'intéresse aux escaliers suivants :

- 1) Escaliers du RDC a usages courant (habitation).
- 2) Escaliers du RDC a usage commerciale.
- 3) Escaliers pour étages courants.

**Notations utilisées :**

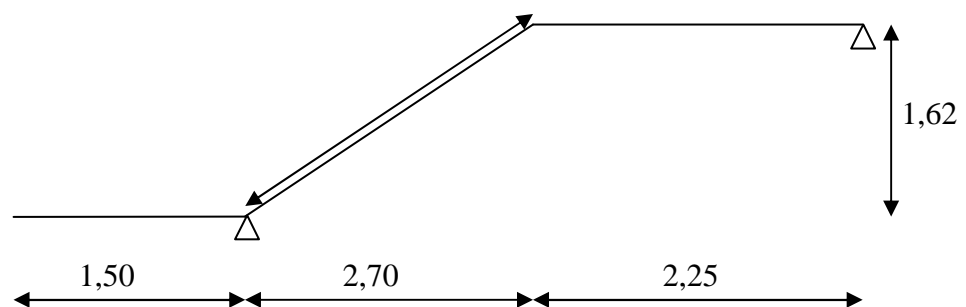
$g$  : giron,

$h$  : hauteur de la contre marche,

$ep$  : épaisseur de la paillasse,

$H$  : hauteur de la volée,

$L$  : longueur de la volée projetée

**III-2-2) Escaliers pour étages courants :****III-2-2-1) Pré dimensionnement (volée 2):**

**-Fig. III.1 : Schéma statique des volées 1 et 2-**

Les escaliers seront dimensionnés à l'aide de la formule BLONDEL en tenant compte des dimensions données sur les plans.

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

On a les conditions suivantes :

Pour un bâtiment a usage d'habitation :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \quad , \quad 59\text{cm} \leq g+2h \leq$$

66cm

Le nombre de contre marche 'n' est égale à :  $n = H/h$

Le nombre de marche 'm' :  $m = n-1$

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

En habitation collective l'embranchement doit être  $\geq 120\text{cm}$

La profondeur du palier de repos est :

$$L_2 \geq 3g \quad \text{ou} \quad L_2 \geq 110\text{cm}$$

La ligne de foulée représente la trajectoire que suit une personne qui se déplace d'un étage à l'autre, elle est tracée à 50cm du collet.

**Application :**

**a) volée :**

Soit :  $h = 18 \text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{162}{18} = 9 \longrightarrow m = n - 1 = 8$$

$$59\text{cm} \leq g + 2h = 29 + 2(18) = 65 \leq 66\text{cm}$$

L'emmarchement est de 142cm

La profondeur du palier de repos :  $L_2 = 150\text{cm}$

La longueur de la de foulée :

$$L_1 = g (n-1) = 29 \times 8 = 232\text{cm}$$

**b) pailasse :**

Il se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes :

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

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{18}{29} = 0.620 \Rightarrow \alpha = 31,827 \Rightarrow \cos \alpha = 0,849$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L} \Rightarrow L = L_1 / \cos \alpha = 273,05\text{cm}$$

$$L_0 = 273,05 + 225 = 498,05\text{cm}$$

$$\frac{498,05}{30} \leq ep \leq \frac{498,05}{20} \Leftrightarrow 16,60 \leq ep \leq 24,90$$

Donc on adopte une épaisseur : **ep = 18cm**

**III-2-2-2) Charges et surcharges :**

Le calcul se fera en flexion simple pour 1m d'emmarchement et une bonde de 1m de projection horizontale, et on va considérer que la pailasse est semi encastrée au niveau des deux paliers.

a) Charges permanentes :Paillasse :

Eléments	Poids propre [KN/ml]
<u>Paillasse:</u>	$25 \times 0,18 \times 1 / \cos \alpha = 5,50$
<u>Marche:</u>	$(25 \times 0,18 \times 1) / 2 = 2,25$
<u>Revêtement:</u>	
- Carrelage [2cm]	$20 \times 0,02 \times 1 = 0,40$
- Mortier de pose	$20 \times 0,02 \times 1 = 0,40$
- Garde corps (murs en briques 1m de hauteur)	1,30
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$
- Enduit de plâtre	$10 \times 0,02 \times 1 = 0,20$
<b>G = 10.41 KN/ml</b>	

Palier en dalle pleine (étage courant):

Eléments	Poids propre [KN/ml]
<u>Plier en dalle pleine:</u>	$25 \times 0,2 \times 1 = 5,00$
<u>Revêtement:</u>	
- Carrelage [2cm]	$20 \times 0,02 \times 1 = 0,40$
- Mortier de pose	$20 \times 0,02 \times 1 = 0,40$
- Lit de sable	$18 \times 0,02 \times 1 = 0,36$
- Enduit de plâtre	$10 \times 0,02 \times 1 = 0,20$
- <u>Murs intérieur</u>	$1,3 \times 1 = 1,30$
<b>G = 7,66 KN/ml</b>	

**Palier de repos :**

Eléments	Poids propre [KN/ml]	
<u>Plier en dalle pleine:</u>	25x0,20x1	= 5,00
<u>Revêtement:</u>		
- Carrelage [2cm]	20x0,02x1	= 0,40
- Mortier de pose	20x0,02x1	= 0,40
- Lit de sable	18x0,02x1	= 0,36
- Enduit de plâtre	10x0,02x1	= 0,20
-Murs latéraux extérieurs répartis sur la surface du palier de repos.	17,80x1/5,07	= 3,51
	<b>G = 9,87 KN/ml</b>	

**b) Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par la DTR B.C.2.2 :

Paliers :  $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

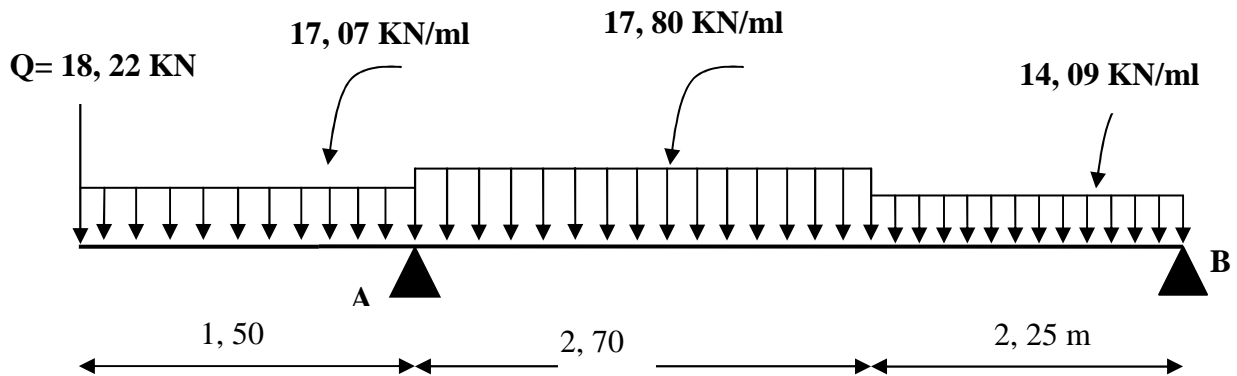
Paillasse :  $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

**II-2-2-3) Combinaison de charges :**

	ELU: $1,35G+1,5 Q$ [KN/ml]	ELS: $G+Q$ [KN/ml]
Palier De l'étage	14,09	10,16
Paillasse	17,80	12,91
Palier de repos	17,07	12,37

**NB :** le palier de repos est soumis a une charge concentrique qui se situe a l'extrémité de ce dernier ( $Q=13,50 \text{ KN}$ )

III-2-2-4) Calcul des efforts internes A l'ELU :



-Fig.III.2.1) Schéma statique a l'ELU-

a) Réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_a + R_b - (14,09 \times 2,25) - (17,8 \times 2,70) - (17,07 \times 1,5) - 81,22 = 0$$

$$R_a = 123,58 - R_b$$

$$\sum M /_b = 0 \Rightarrow (14,09 \times 2,25 \times 1,125) + (17,8 \times 2,7 \times 3,6) + (17,07 \times 1,5 \times 5,7) + (18,22 \times 6,45) - 4,95 \times R_a = 0$$

$$R_a = 95,38 \text{ KN}$$

$$R_b = 28,19 \text{ KN}$$

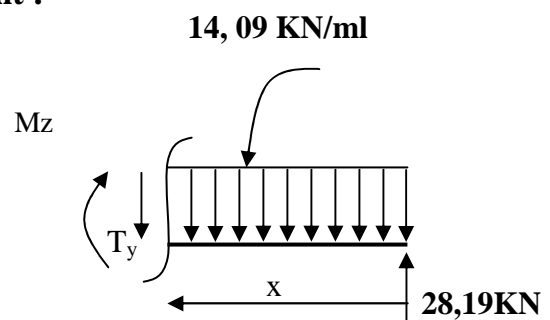
b) Moment fléchissant et effort tranchant :

$$0 \leq x \leq 2,25$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 28,19 - 14,09x$$

$$\sum M_z = 0 \Leftrightarrow M_z = 28,19x - 7,04x^2$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	28,19	0
2,25	-3,51	27,76

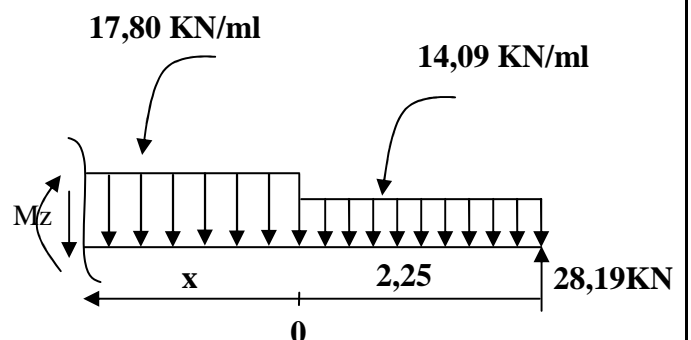


$$0 \leq x \leq 2,70 :$$

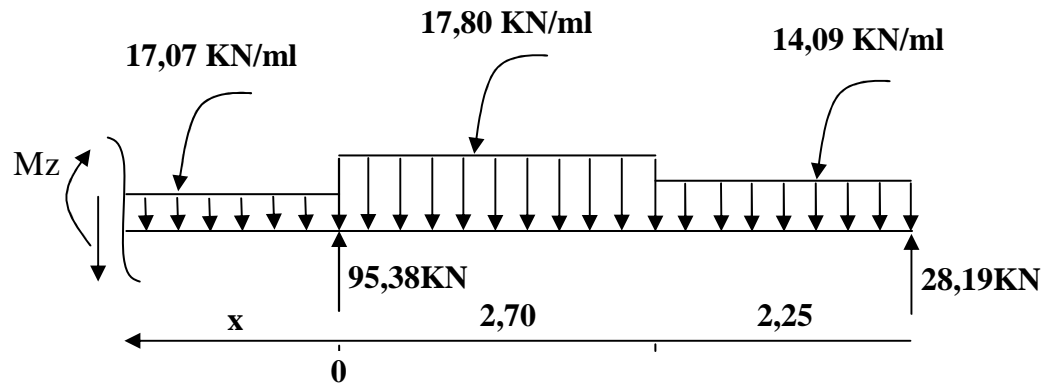
$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = -3,51 - 17,8x$$

$$\sum M /_G = 0 \Leftrightarrow M_z = 27,76 - 8,9x^2 - 3,51x$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	-3,51	27,76
2,70	-51,57	-46,60



$$0 \leq x \leq 1,5 \text{ ;}$$



$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 43,80 - 17,07x$$

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = -46,60 + 43,93x - 8,53x^2$$

X (m)	T <sub>y</sub> [kN]	M <sub>z</sub> [kN.m]
0	43,80	-46,60
1,5	18,20	0,00

c) Calcul de M<sub>0max</sub> en travée :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = -T_y \quad \text{Donc : } T_y = 0 \quad \Rightarrow M_z = M_{\max}$$

$$T_y = 0 \Leftrightarrow 28,19 - 14,09x = 0 \Rightarrow x = 2,00 \text{ m}$$

$$M_z(2,00) = 28,22 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{\max} = 28,22 \text{ kNm}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$\text{Soit : } M_t = -0,85 M_{0\max} \text{ et } M_a = 0,3 M_{0\max}$$

$$\text{Donc : } M_t = -0,85 \times -46,60 = 39,61 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,3 \times -46,60 = -13,98 \text{ kN.m}$$

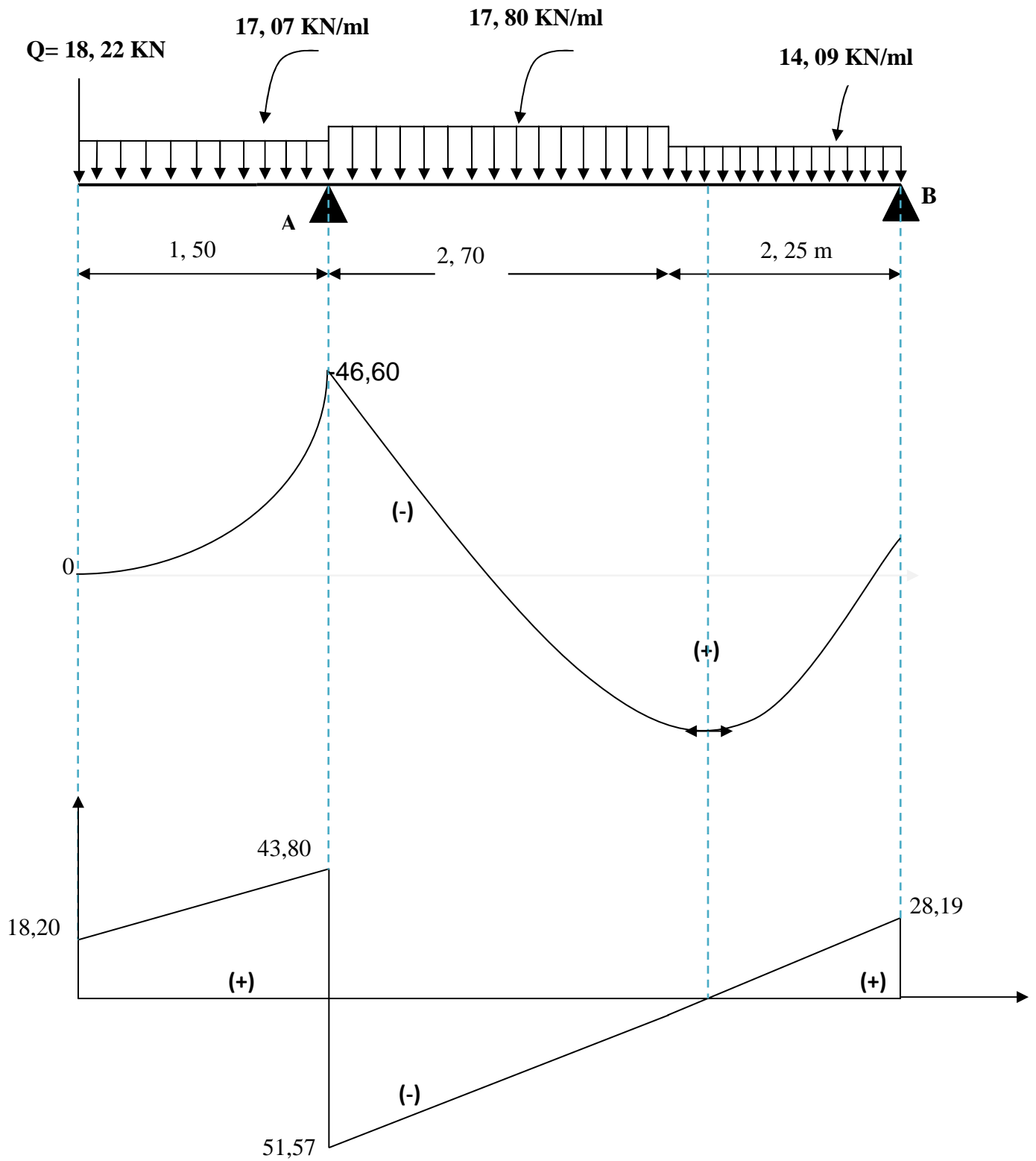
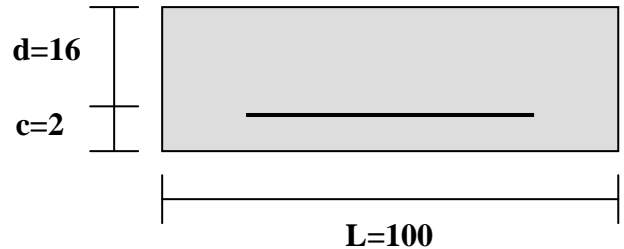


Fig.III.2.2) Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELU

**III-2-2-5) Ferrailage :****a) Armatures longitudinales (principales)**

Le calcul à l'ELU se fera pour une bande de 1m d'embranchement.

**➤ Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,98 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,038$$

$\mu_b \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_b = 0,038 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,98 \cdot 10^3}{0,981 \cdot 16 \cdot 348} = 2,56 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_a = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$

**➤ En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{39,61 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,108$$

$\mu_b \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_b = 0,108 \Rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = 7,54 \text{ cm}^2$$

Avec  $A_t = 5\text{HA}14/\text{ml} = 7,70 \text{ cm}^2$ , un espacement  $S_t = 25\text{cm}$   
la condition de la fleche n'a pas été vérifié donc on opte pour  
 $A_t = 8\text{HA}12/\text{ml} = 9,05 \text{ cm}^2$   $S_t = 12,5\text{cm}$ .

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}, \text{ ( RPA 99 modifié 2003 )}$$

**➤ Aux appuis:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$A_r = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1,50 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 33,5\text{cm}$

**➤ En travée :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$A_r = 5\text{HA}8/\text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$

**III-2-2-6) Vérifications A L'E.L.U :****a) Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \\ A_t = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification de l'espacement des barres :****1)- Armatures verticales :**

$$S_t \leq \text{Min} \{3h, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$S_t = 12,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2)- Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$S_t = 33,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

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

**c) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2) :**

$$T_u^{\max} = 51,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{51,57}{160} = 0,322 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,322\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

**d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :****• Influence sur les aciers :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1,15 \times \left( V_u + \frac{Ma}{a} \right)}{f_e}$$

$V_u$  : effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

$M_a$  : moment fléchissant au droit de l'appui.

$a$  : la longueur d'appuis égale a  $0,9d$

$$\frac{1,15 \times 10}{400} \times \left( 51,57 - \frac{13,98}{0,9 \times 0,16} \right) = -1,27 \text{ cm}^2$$

$$A_a > -1,27 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Influence sur le beton :**

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$0,267 \times 0,9 \times 0,16 \times 1 \times 25 \times 10^3 = 961,20 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 51,57 \text{ KN} < 961,20 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement: (BAEL91.Art .A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{51,57 \times 10}{0,9 \times 16 \times 8 \times 3,14 \times 1,2} = 1,188 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,188 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barre

**Calcul de la longueur d'ancrage : (Art :A-6-1;23/BAEL91)**

$$l_s = \Phi \frac{f_e}{4\tau_s}, \text{ avec } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

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

$l_s$  est supérieur a la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancré, on optera donc :

Pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement a  $0,4l_s = 16,92 \text{ cm}$ ,  
soit  **$L_s = 17 \text{ cm}$** .

III-2-2-7) Vérifications A L'E.L.S :

•On doit vérifier :

- 1) La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- 2) La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \eta$

Calcul des sollicitations :

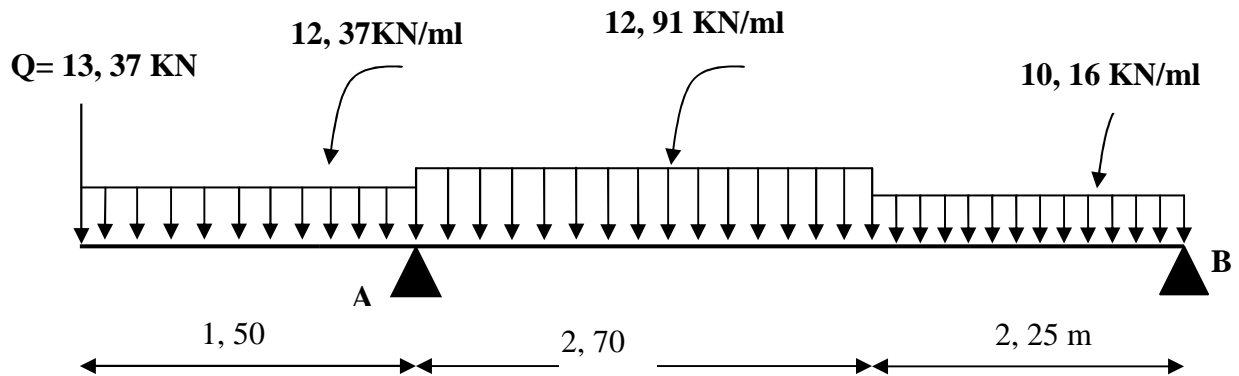


Fig. III.2.3) Chargement à l'E.L.S.

a) Réactions d'appuis :

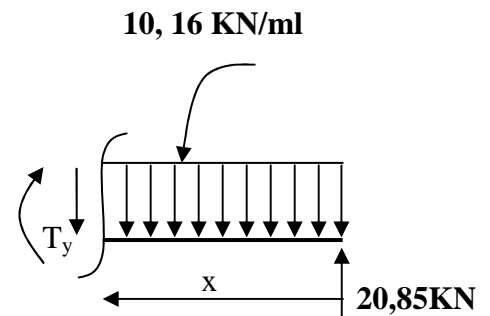
$R_a = 68,92 \text{ KN}$

$R_b = 20,85 \text{ KN}$

b) Moment fléchissant et effort tranchant :

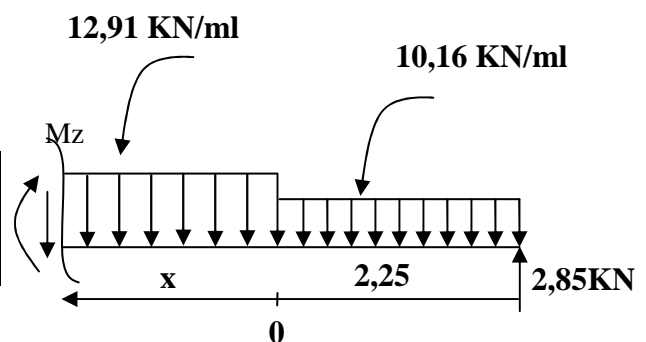
$0 \leq x \leq 2,25$  :

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	20,85	0
2,25	2,01	21,19

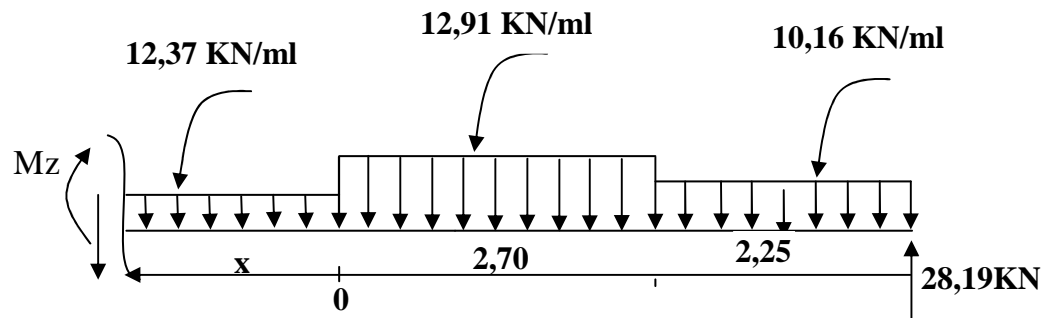


$0 \leq x \leq 2,70$  :

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	2,01	21,20
2,70	-36,86	-31,24



$0 \leq x \leq 1,5$  :



X (m)	Ty [kN]	Mz [kN.m]
0	32,05	-31,24
1,5	13,49	0,00

c) Calcul de  $M_{0max}$  en travée :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = -T_y \quad \text{Donc : } T_y=0 \quad \Rightarrow M_z = M_{max}$$

$$T_y=0 \quad \Rightarrow x = 2,05 \text{ m}$$

$$M_z(2,05) = 21,39 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{max} = 21,39 \text{ kNm}$$

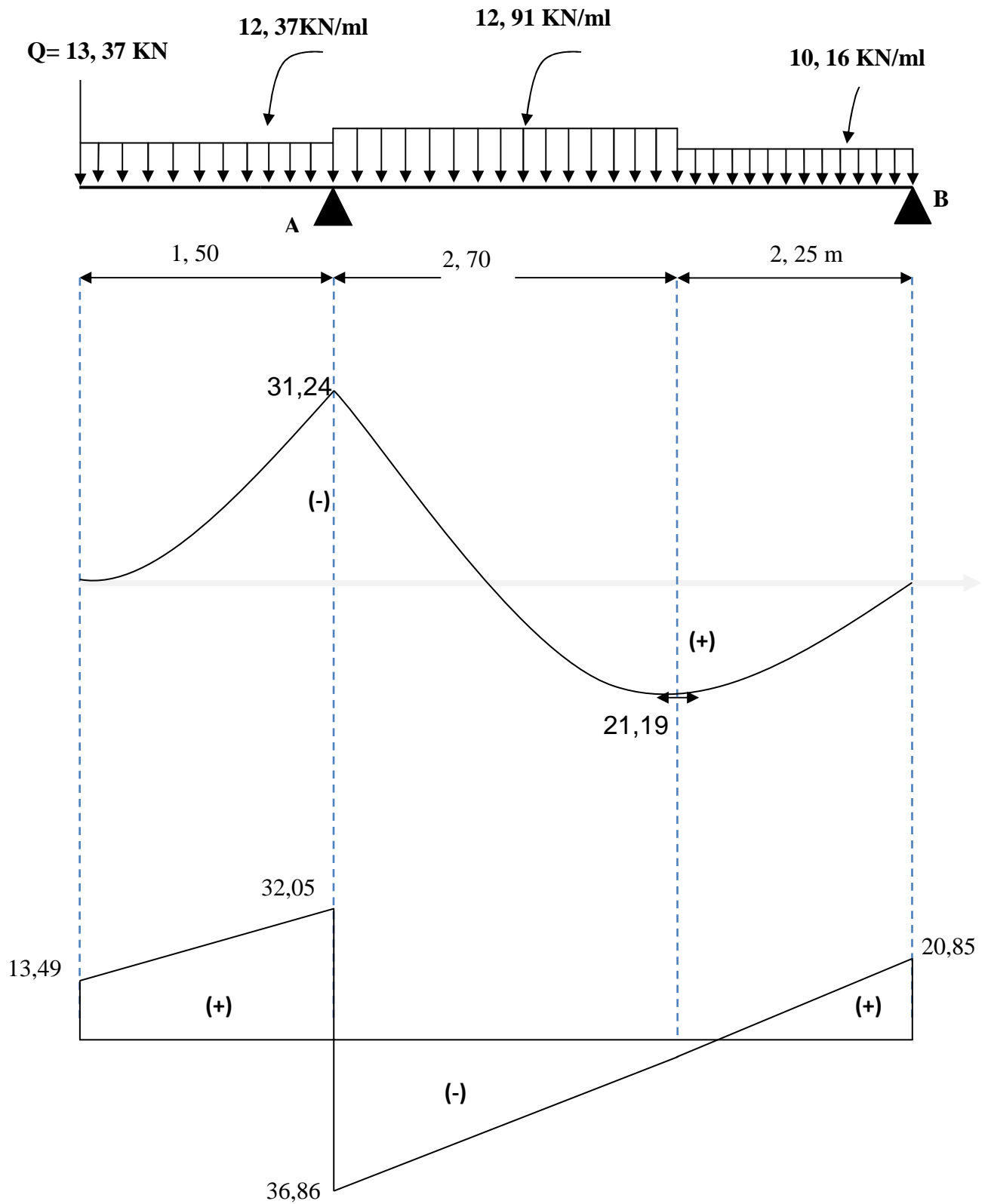
**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$\text{Soit : } M_t = -0.85 M_{0max} \text{ et } M_a = 0.3 M_{0max}$$

$$\text{Donc : } M_t = -0,85 \times -31,24 = 26,55 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,3 \times -31,24 = -9,37 \text{ kN.m}$$



-Fig.III.2.4) Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELS-

**Vérification:**

•On doit vérifier :

- 1) La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- 2) La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \eta$

**a) vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

•En travée :

15 MPa

➤ CONDITION DANS L'ACIER :

Calcul de  $\sigma_s$

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 16} = 0,565 \quad \text{on prend } 0,567 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,888 \quad \text{et} \quad K_1 = 29,64$$

$$\sigma_s = \frac{26,55 \cdot 10^6}{0,888 \times 160 \times 905} = 206,48 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\leq 348 \text{ MPa}$$

➤ CONDITION DANS LE BETON:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{206,48}{29,64} = 6,97 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

•Aux appuis :

➤ CONDITION DANS LE BETON:

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 16} = 0,196 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,928 \quad \text{et} \quad K_1 = 54,44$$

$$\sigma_s = \frac{9,37 \times 10^6}{0,928 \times 160 \times 314} = 200,97 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\leq 348 \text{ MPa}$$

➤ CONDITION DANS LE BETON:

$$\sigma_b = \frac{200,97}{54,44} = 3,69 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{18}{495} = 0,036 < 0,044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{26,55}{15 \times 31,23} = 0,057 > 0,036 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t \leq \frac{4,2bd}{f_e} = \frac{4,2 \times 100 \times 16}{400} = 16,80 \text{ cm}^2 > A_t = 9,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Étant donné que deux conditions sur 3 ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de vérifier la flèche :

**c) vérification de flèche :**

On doit avoir  $f_i \leq f$

Avec :  $f_i$  flèche due aux charges instantanées

$$f_i = \frac{M_s L^2}{10EI l f_i}$$

$$EI = 11000 \sqrt[3]{f c_{28}} \quad \text{et} \quad l f_i = \frac{1,1 l_0}{1 + \lambda_1 u}$$

**▪ Calcul du centre de gravité :**

Aire de la section homogénéisée:

$$B_0 = B + nA = b \cdot h + 15 \cdot A$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 9,05 = 1935,75 \text{ cm}^2.$$

Le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (XX) :

$$V_1 = \frac{15Ad + bh^2/2}{15A + bh} = \frac{15 \times 9,05 \times 16 + (100 \times 18^2)/2}{(15 \times 9,05) + (100 \times 18)} = 9,49 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,49 = 8,51 \text{ cm}.$$

**▪ Calcul de  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100(9,49^3 + 8,51^3)}{3} + 135,75(8,51 - 2)^2 = 54785,27 \text{ cm}^4$$

▪ Calcul de  $\mu$  :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4\rho\sigma_s + ft_{28}} \quad , \quad \rho = \frac{9,05}{100 \times 16} = 0,00565$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00565 \times 348 + 2,1} = 0,631$$

▪ Calcul de  $\lambda_i$  :

$$\lambda_i = \frac{0,02 ft_{28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,00565} = 1,48$$

▪ Calcul de  $I_f$ 

$$I_f = \frac{1,1 \times 54785,27}{1 + (1,48 \times 0,631)} = 31162,12 \text{ cm}^4$$

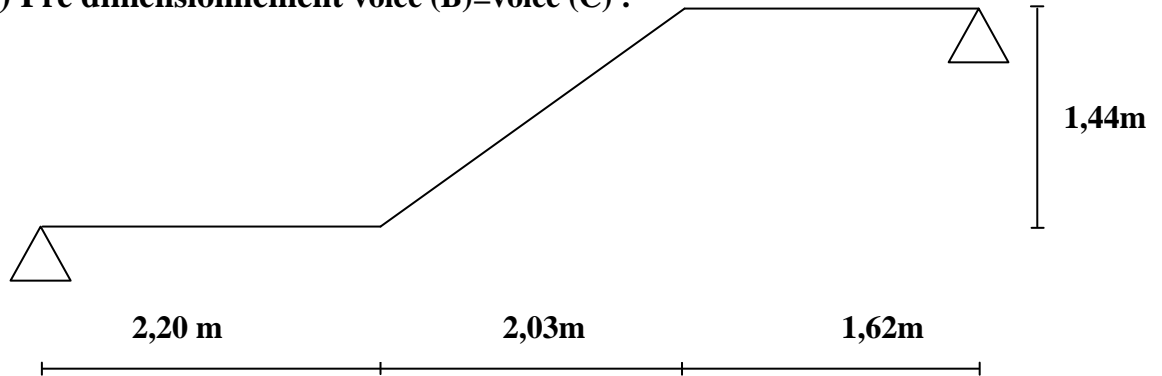
**En fin :**

$$f_i = \frac{26,55 \cdot 10^3 \times 495^2}{10 \times 10819 \times 31162,12} = 0,649 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{495}{500} = 0,99 \text{ cm}$$

❖ **Conclusion :**  $f < \bar{f}$  , il n'y a aucun risque de déformation.

**NB :** le même ferrailage sera adopté pour la volée (2)

**III-2-3) Escaliers de service:****III-2-3-1) Pré dimensionnement volée (B)=volée (C) :****Fig. III.2.5) : Schéma statique de la volée B et C (escalier de service)****a) La hauteur des marches :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{est le plus courant } (14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}) \\ g : \text{est le plus courant } (59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

On prend la hauteur des marches  $h = 18 \text{ cm}$ .

**b) Nombre de contre marches :**

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{144}{18} = 8 \Rightarrow n=8 \text{ contre marches.}$$

**c) Nombre de marches :**

Le nombre de marches est pris égale à  $m = (n - 1) = (8 - 1) = 7$  marches.

**-Largeur de la marche :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{203}{7} = 29 \text{ cm.}$$

Pour les dimensions des marches ( $g$ ) et contre marches ( $h$ ) on utilise généralement la formule de BLONDEL.

**➤ Loi de BLONDEL :**

Est une relation empirique qui lie  $h$  et  $g$  et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable ; qui est la suivante :  $(0.59 \leq g + 2h \leq 0.66)$ .

**• Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm ;}$$

$$59 \text{ cm} \leq 25.5 + 2 \times 16.5 \leq 64 \text{ cm ; } \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 59 \leq 64 \text{ cm } \Rightarrow \text{ La relation est vérifiée ;}$$

**d) Emmarchement :**

La largeur des paliers de repos :

$$l_1 = 1,62 \text{ m (palier intermédiaire)}$$

$$l_2 = 2,20 \text{ m (palier de l'étage)}$$

$$\text{Avec un emmarchement } E = 1,18 \text{ m.}$$

**e) Dimensionnement de la pailleasse :**

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

$L = 305$  cm. (longueur projetée)

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{18}{29} = 0.620 \Rightarrow \alpha = 31,827^\circ \quad \Rightarrow \cos \alpha = 0,849.$$

$$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{203}{\cos 31,82} = 238,90$$

$$L' = L_0 + l_1 + l_2 = 283,9 + 220 + 162 = 620,90$$

$L' = 620,90$  (longueur réelle de la pailleasse)

$$\text{D'où : } \frac{620,90}{30} \leq e_p \leq \frac{620,90}{20} \quad 20,69 \leq e_p \leq 31,04$$

**NB :** sur la base de satisfaire les conditions à vérifier à l'E.L.U. et à l'E.L.S. on opte pour une section de 20 cm de largeur  $e_p = 20 \text{ cm}$ .

**III-2-3-2) Charges et surcharges :**

Le calcul se fera en flexion simple pour 1m d'embranchement et une bonde de 1m de projection horizontale, et on va considérer que la pailleasse est semi encastree au niveau des deux paliers.

a) Charges permanentes :Paillasse :

Eléments	Poids propre [KN/ml]
<u>Paillasse:</u>	$25 \times 0,2 \times 1 / \cos \alpha = 6,10$
<u>Marche:</u>	$(25 \times 0,18 \times 1) / 2 = 2,25$
<u>Revêtement:</u>	
- Carrelage [2cm]	$20 \times 0,02 \times 1 = 0,40$
- Mortier de pose	$20 \times 0,02 \times 1 = 0,40$
- Garde corps (murs en briques 1m de hauteur)	1,30
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$
- Enduit de plâtre	$10 \times 0,02 \times 1 = 0,20$
	<b>G = 11.01 KN/ml</b>

Palier en dalle pleine (étage courant):

Eléments	Poids propre [KN/ml]
<u>Palier en dalle pleine:</u>	$25 \times 0,2 \times 1 = 5,00$
<u>Revêtement:</u>	
- Carrelage [2cm]	$20 \times 0,02 \times 1 = 0,40$
- Mortier de pose	$20 \times 0,02 \times 1 = 0,40$
- Lit de sable	$18 \times 0,02 \times 1 = 0,36$
- Enduit de plâtre	$10 \times 0,02 \times 1 = 0,20$
- <u>Murs intérieur</u>	$1,3 \times 1 = 1,30$
	<b>G = 7,66 KN/ml</b>

**Palier de repos :**

Eléments	Poids propre [KN/ml]		
<u>Palier en dalle pleine:</u>	25x0,20x1	=	5,00
<u>Revêtement:</u>			
- Carrelage [2cm]	20x0,02x1	=	0,40
- Mortier de pose	20x0,02x1	=	0,40
- Lit de sable	18x0,02x1		0,36
	10x0,02x1	=	0,20
- Enduit de plâtre			
<u>-Murs intérieur</u>	1,3x1	=	1,30
	<b>G = 7,66 KN/ml</b>		

**b) Surcharge d'exploitation :**

Paliers : Q = 2,5 Kg/ml

Paillasse : Q = 2,5 Kg/ml

**III-2-3-3) Combinaison de charges :**

	ELU: 1,35G+1,5 Q [KN/ml]	ELS: G+Q [KN/ml]
Palier De l'étage	14,09	10,16
Paillasse	18,61	13,51
Palier de repos	14,09	10,16

III-2-3-4) Calcul des efforts internes A l'E.L.U :

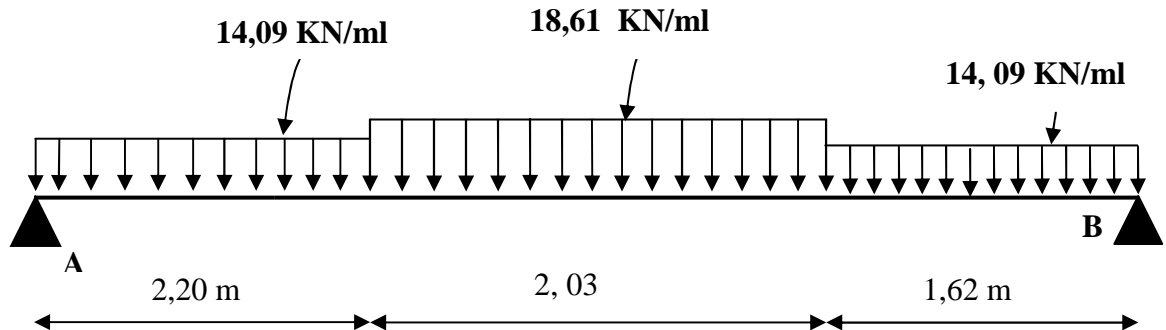


Fig. III.2.6) Chargement a l'ELU

a) Réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_a + R_b - (14,09 \times 2,20) - (18,61 \times 2,03) - (14,09 \times 1,62) = 0$$

$$R_a = 91,60 - R_b$$

$$\sum M /_b = 0 \Rightarrow (14,09 \times 0,81 \times 1,62) + (18,61 \times 2,03 \times 2,63) + (14,09 \times 2,20 \times 4,75) - 5,85 \times R_a = 0$$

$$R_a = 45,31 \text{ KN}$$

$$R_b = 46,28 \text{ KN}$$

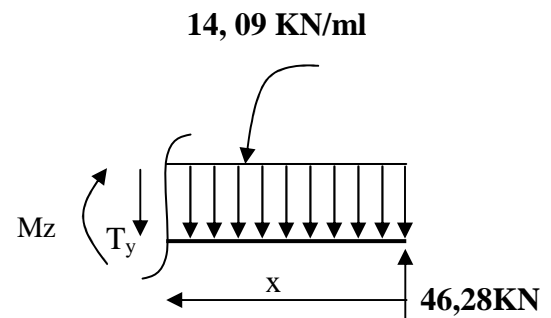
b) Moment fléchissant et effort tranchant :

$$0 \leq x \leq 1,62$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 46,28 - 14,09x$$

$$\sum M_z = 0 \Leftrightarrow M_z = 46,28x - 7,04x^2$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	46,28	0
1,62	23,45	56,49

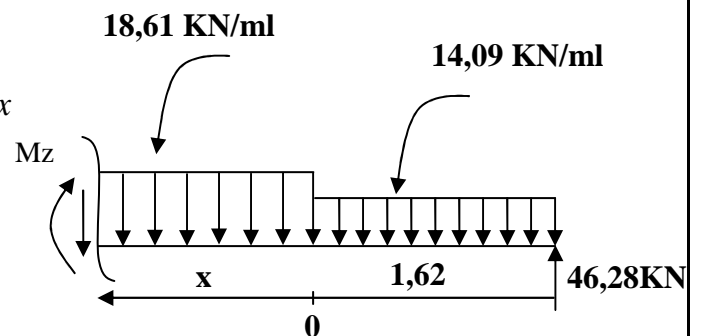


$$0 \leq x \leq 2,03 :$$

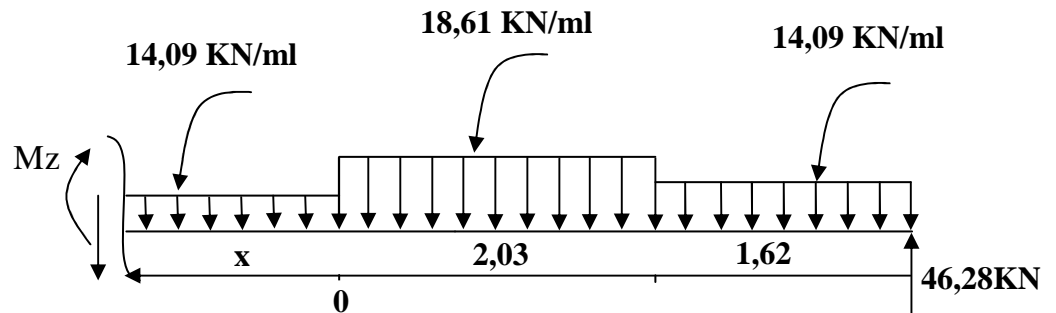
$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 23,45 - 18,61x$$

$$\sum M /_G = 0 \Leftrightarrow M_z = 56,49 - 9,30x^2 + 23,45x$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	23,45	56,49
2,03	-14,32	65,76



$0 \leq x \leq 2,20m$  :



$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = -14,32 - 14,09x$$

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = +65,76 - 14,32x - 7,04x^2$$

X (m)	T <sub>y</sub> [kN]	M <sub>z</sub> [kN.m]
0	-14,32	65,76
2,20	-45,31	00,00

c) Calcul de M<sub>0max</sub> en travée :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = -T_y \quad \text{Donc : } T_y = 0 \quad \Rightarrow M_z = M_{\max}$$

$$T_y = 0 \Leftrightarrow 23,45 - 18,61x = 0 \Rightarrow x = 1,26 \text{ m}$$

$$M_z(1,26) = 71,27 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{\max} = 71,27 \text{ kNm}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastres, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0.85 et 0.30 respectivement.

$$\text{Soit : } M_t = -0,85 M_{0\max} \text{ et } M_a = 0,3 M_{0\max}$$

$$\text{Donc : } M_t = -0,85 \times 71,27 = 60,58 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,30 \times 71,27 = 21,38 \text{ kN.m}$$

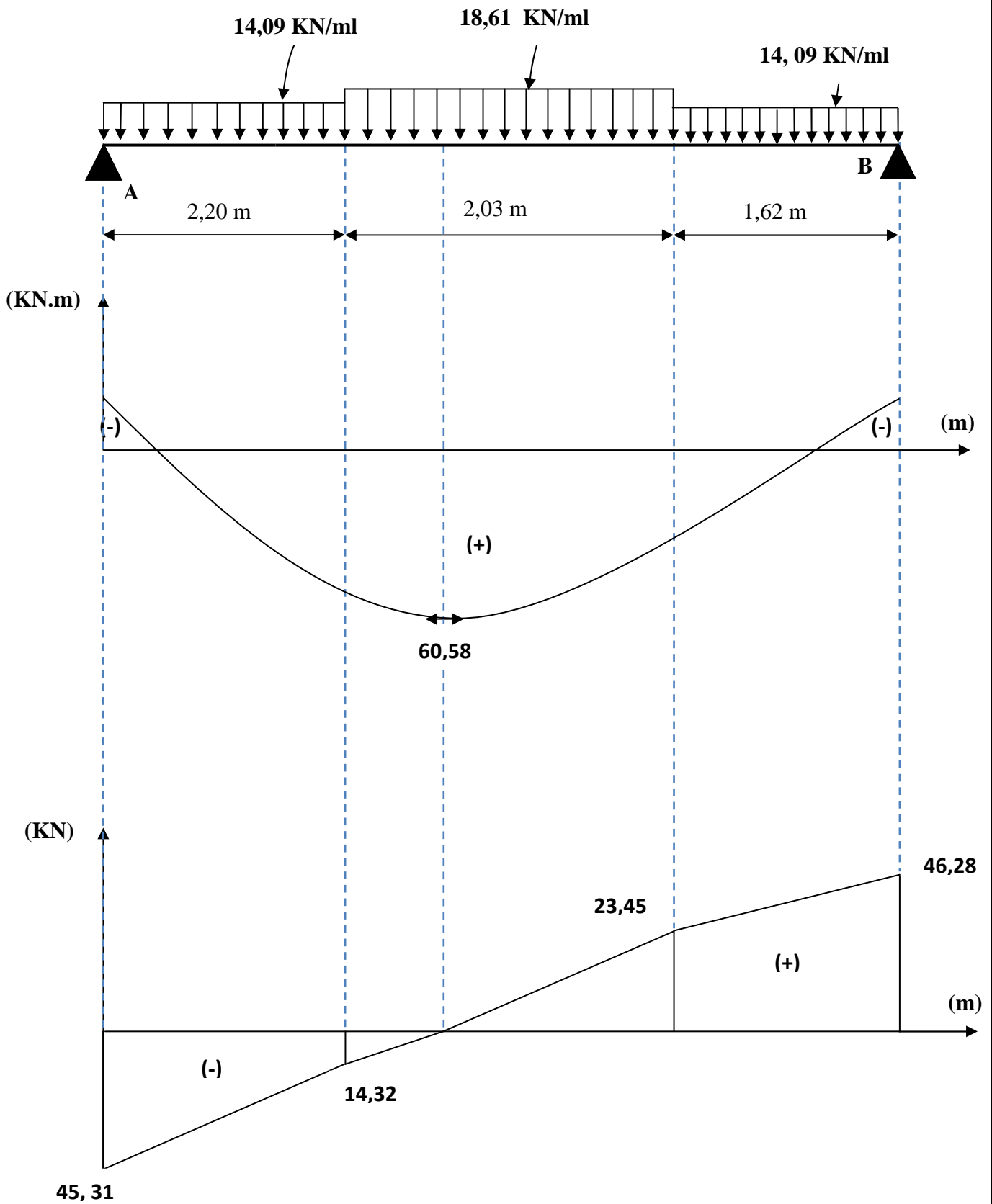


Fig. III.2.7) Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELU

**III-2-3-5) Ferrailage :****a) Armatures longitudinales (principales)**

Le calcul à l'ELU se fera pour une bande de 1m d'embranchement.

**➤ Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21,38 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,046$$

$\mu_b \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_b = 0,046 \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21,38 \cdot 10^3}{0,976 \cdot 18 \cdot 348} = 3,49 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_a = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$

**➤ En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{60,58 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,131$$

$\mu_b \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_b = 0,131 \Rightarrow \beta = 0,929$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{60,58 \cdot 10^3}{0,929 \cdot 18 \cdot 348} = 10,41 \text{ cm}^2$$

Avec  $A_t = 8\text{HA}14/\text{ml} = 12,31 \text{ cm}^2$ , un espacement  $S_t = 12,5\text{cm}$

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

**➤ Aux appuis:**

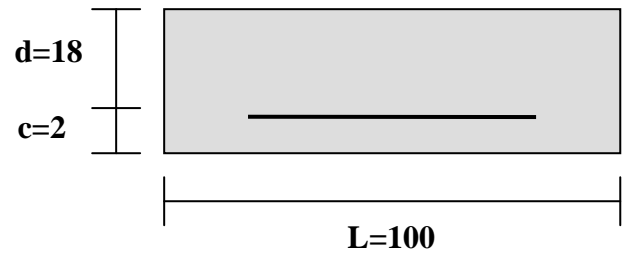
$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$A_r = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1,50 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 34\text{cm}$

**➤ En travée :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{12,31}{4} = 3,07 \text{ cm}^2$$

$A_r = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$



**III-2-3-6) Vérifications A L'E.L.U :****a) Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \\ A_t = 12,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification de l'espacement des barres :****1)- Armatures verticales :**

$$S_t \leq \text{Min} \{3h, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$S_t = 12,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2)- Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$S_t = 34 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2) :**

$$T_u^{\max} = 46,28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{46,28}{180} = 0,257 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,257 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :****• Influence sur les aciers :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1,15 \times \left( V_u + \frac{Ma}{a} \right)}{f_e}$$

$V_u$  : effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

$Ma$  : moment fléchissant au droit de l'appui.

$a$  : la longueur d'appuis égale à  $0,9d$

$$\frac{1,15 \times 10}{400} \times \left( 46,28 - \frac{21,38}{0,9 \times 0,18} \right) = -2,46 \text{ cm}^2$$

$$A_a > -2,46 \text{ cm}^2$$

—————> Condition vérifiée.

• **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$0,267 \times 0,9 \times 0,18 \times 1 \times 25 \times 10^3 = 1081,13 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 46,28 \text{ KN} < 1081,13 \text{ KN}$$

—————> Condition vérifiée.

e) **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement: (BAEL91.Art .A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{46,28 \times 10}{0,9 \times 18 \times 8 \times 3,14 \times 1,2} = 0,94 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

—————> Condition vérifiée.

⇒ Pas de risque d'entraînement des barre

**Calcul de la longueur d'ancrage : (Art :A-6-1;23/BAEL91)**

$$l_s = \Phi \frac{f_e}{4\tau_s}, \quad \text{avec } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad \text{on prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

$l_s$  est supérieur a la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancré, on optera donc :

Pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement a  $0,4l_s = 18 \text{ cm}$

III-2-3-7) Vérifications A L'E.L.S :

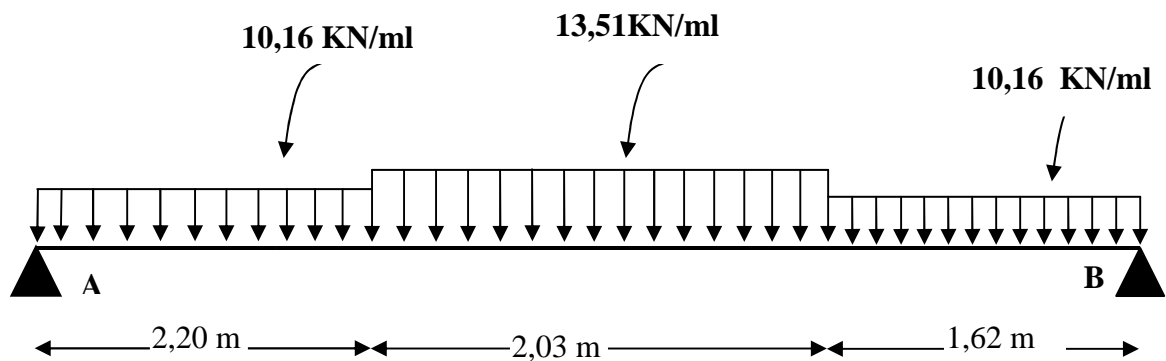


Fig. III.2.8) Chargement à l'ELS

a) Réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_a + R_b - (10,16 \times 2,20) - (13,51 \times 2,03) - (10,16 \times 1,62) = 0$$

$$R_a = 66,23 - R_b$$

$$\sum M /_b = 0 \Rightarrow (10,16 \times 0,81 \times 1,62) + (13,51 \times 2,03 \times 2,63) + (10,16 \times 2,20 \times 4,75) - 5,85 \times R_a = 0$$

$$R_a = 32,75 \text{ KN}$$

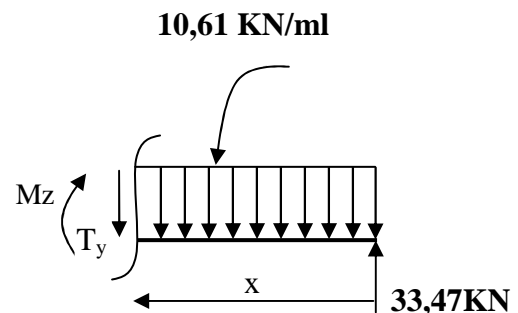
$$R_b = 33,47 \text{ KN}$$

b) Moment fléchissant et effort tranchant :

$$0 \leq x \leq 1,62$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 33,47 - 10,61x$$

$$\sum M_z = 0 \Leftrightarrow M_z = 33,47x - 5,30x^2$$

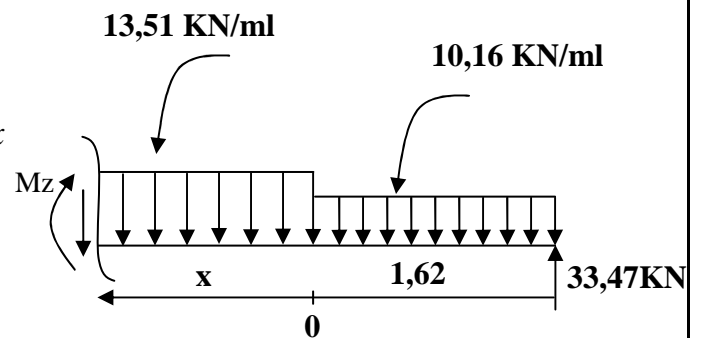


X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	33,47	0
1,62	17,01	40,31

$$0 \leq x \leq 2,03 :$$

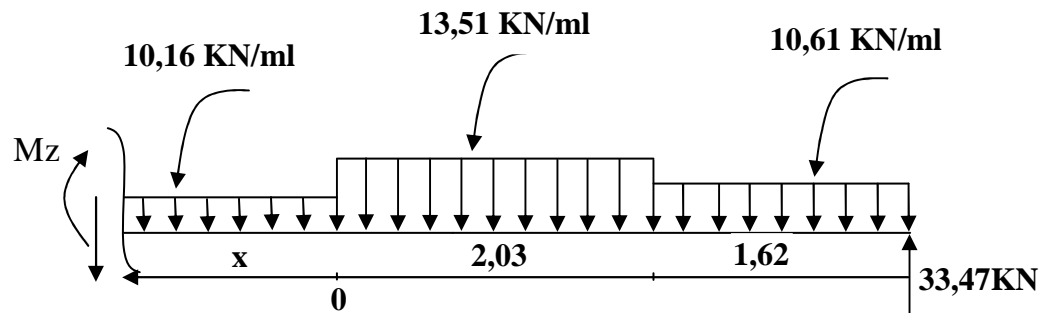
$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 17,01 - 13,51x$$

$$\sum M /_G = 0 \Leftrightarrow M_z = 40,31 - 6,75x^2 + 17,01x$$



X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	17,01	40,31
2,03	-10,41	47,02

$0 \leq x \leq 2,20m$  :



$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = -10,41 - 10,16x$$

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = +47,02 - 10,41x - 5,08x^2$$

X (m)	T <sub>y</sub> [kN]	M <sub>z</sub> [kN.m]
0	-10,41	47,02
2,20	-32,76	0,00

**c) Calcul de  $M_{0max}$  en travée :**

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = -T_y \quad \text{Donc : } T_y = 0 \quad \Rightarrow M_z = M_{max}$$

$$T_y = 0 \Leftrightarrow 17,01 - 13,51x = 0 \Rightarrow x = 1,26 \text{ m}$$

$$M_z(1,27) = 51,02 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{max} = 51,02 \text{ kNm}$$

Soit :  $M_t = -0,85 M_{0max}$  et  $M_a = 0,3 M_{0max}$

$$\text{Donc : } M_t = -0,85 \times 51,02 = 43,36 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,3 \times 51,02 = -15,31 \text{ kN.m}$$

**Vérification:**

a) vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

•En travée :

➤ CONDITION DANS L'ACIER :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_b} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de  $\sigma_s$

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 12,31}{100 \times 18} = 0,683 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,879 \quad \text{et} \quad K_1 = 26,32$$

$$\sigma_s = \frac{43,37 \cdot 10^3}{0,879 \times 18 \times 12,31} = 222,67 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ CONDITION DANS LE BETON:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{222,67}{26,3} = 8,46 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

•Aux appuis :

➤ CONDITION DANS L'ACIER :

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,251 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,920 \quad \text{et} \quad K_1 = 47,50$$

$$\sigma_s = \frac{15,30 \cdot 10^3}{0,920 \times 18 \times 4,52} = 204,40 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ CONDITION DANS LE BETON:

$$\sigma_b = \frac{204,4}{47,50} = 4,30 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

On doit vérifier :

$$\bullet \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{585} = 0,034 < 0,044 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{43,37}{10 \times 51,02} = 0,085 > 0,030 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\bullet \quad A_t \leq \frac{4,2bd}{f_e} = \frac{4,2 \times 100 \times 18}{400} = 18,90 \text{ cm}^2 > A_t = 12,31 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Étant donné que deux conditions sur 3 ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de vérifier la flèche :

a) vérification de flèche :

On doit avoir  $f_i \leq f$

Avec :  $f_i$  flèche due aux charges instantanées

▪ **Calcul du centre de gravité :**

Aire de la section homogénéisée:

$$B_0 = B + nA = b \cdot h + 15 \cdot A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 12,31 = 2184,65 \text{ cm}^2.$$

Le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (XX) :

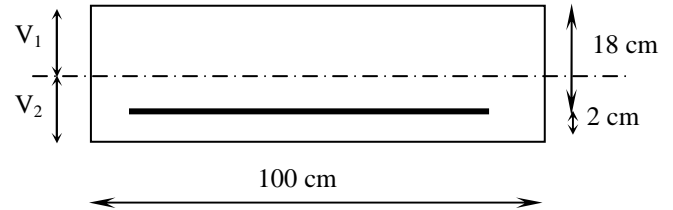
$$V_1 = \frac{15Ad + bh^2/2}{15A + bh} = \frac{15 \times 12,31 \times 18 + (100 \times 20^2)/2}{15 \times 12,31 + 100 \times 20} = 10,67 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,67 = 9,32 \text{ cm}.$$

▪ **Calcul de  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100(10,67^3 + 9,32^3)}{3} + 184,65(9,32 - 2)^2 = 77371,50 \text{ cm}^4$$



▪ **Calcul de  $\mu$  :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4\rho\sigma_s + ft_{28}}, \quad \rho = \frac{12,31}{100 \times 18} = 0,00684$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00684 \times 348 + 2,1} = 0,682$$

▪ **Calcul de  $\lambda_i$  :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 ft_{28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,00684} = 1,21$$

▪ **Calcul de  $I_f$**

$$I_f = \frac{1,1 \times 77371,50}{1 + 1,21 \times 0,682} = 46629,25 \text{ cm}^4$$

**En fin :**

$$f_i = \frac{43,36 \cdot 10^3 \times 585^2}{10 \times 32164,19 \times 46629,25} = 0,99 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{585}{500} = 1,17 \text{ cm}$$

❖ **Conclusion :**  $f < \bar{f}$ , il n'y a aucun risque de déformation.

**III-3-3-8) Pré dimensionnement de la volée (A) :****a) La hauteur des marches :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{est le plus courant } (14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}) \\ g : \text{est le plus courant } (59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

On prend la hauteur des marches  $h = 18 \text{ cm}$ .

**b) Nombre de contre marches :**

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{162}{18} = 9 \Rightarrow n=9 \text{ contre marches.}$$

**c) Nombre de marches :**

Le nombre de marches est pris égale à  $m = (n - 1) = (9 - 1) = 8$  marches.

**-Largeur de la marche :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{232}{8} = 29 \text{ cm.}$$

• Vérification de la relation de **BLONDEL** :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm ;}$$

$$59 \text{ cm} \leq 25.5 + 2 \times 16.5 \leq 64 \text{ cm ;} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 59 \leq 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{La relation est vérifiée ;}$$

**d) Emmarchement :**

La largeur des paliers de repos :

$$l_1 = 1,62 \text{ m (palier intermédiaire)}$$

Avec un emmarchement  $E = 1,18 \text{ m}$ .

**e) Dimensionnement de la pailasse :**

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

$L = 232 \text{ cm}$ . (longueur projetée)

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{18}{29} = 0.620 \Rightarrow \alpha = 31,827^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,849.$$

$$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{232}{\cos 31,82} = 271,57$$

$$L' = L_0 + l_1 = 271,57 + 162 = 433,57$$

$L' = 433,57$  (longueur réelle de la pailasse)

$$\text{D'où : } \frac{433,57}{30} \leq e_p \leq \frac{433,57}{20} \quad 14,45 \leq e_p \leq 21,67$$

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

❖ **Conclusion** : on optera pour un même ferrailage que celui de la volée (B) et (C).

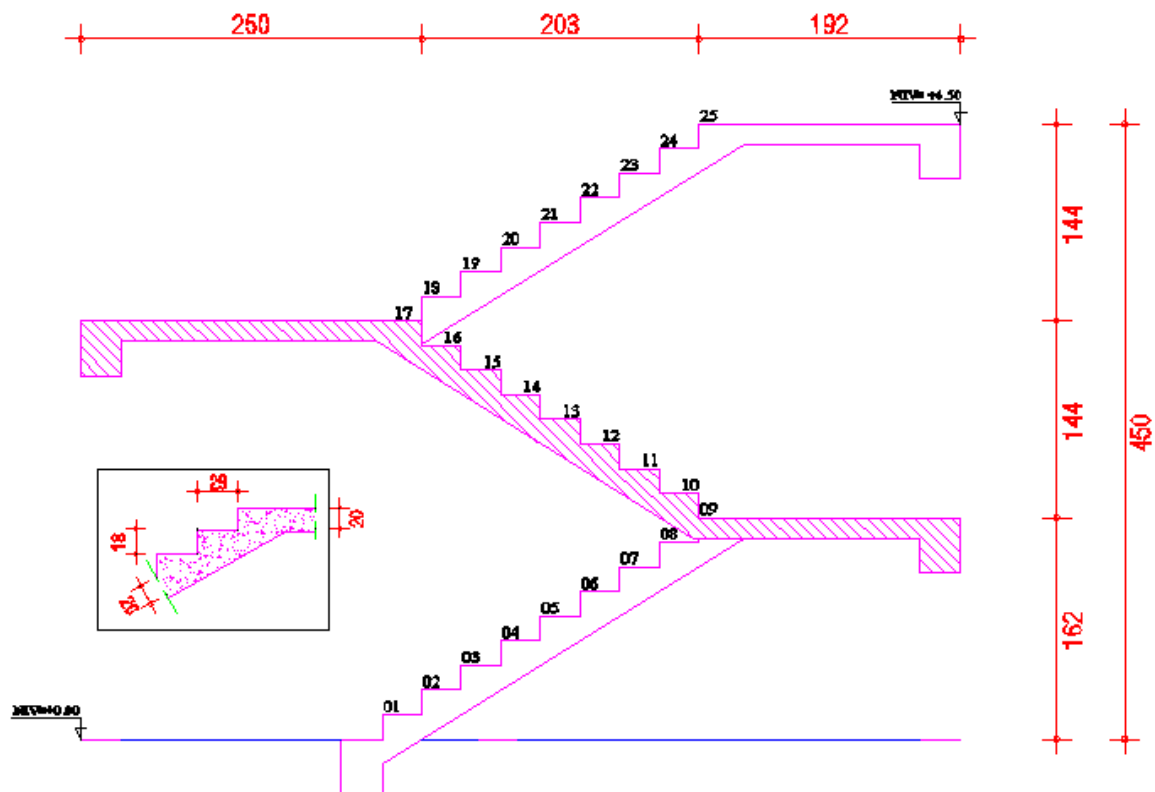


Fig. III.2.9) Schéma de coffrage pour les escaliers de service

**III-3) Poutre palière****Introduction**

la poutre palière est encastree à ses extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire.

**III-3-1) pré dimensionnement****• Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10} \Rightarrow 21,00 \leq h \leq 31,5 \text{ cm.}$$

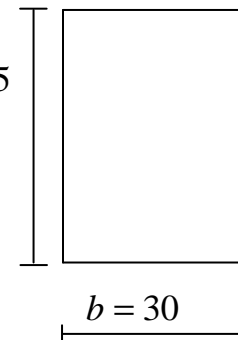
Selon RPA99 modifié 2003  $h_i \geq 30\text{cm} \Rightarrow$  on opte pour  $h_i = 35[\text{cm}]$

**•Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

$$\text{Selon le RPA99} \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 30[\text{cm}]$$

Donc la poutre palière aura pour dimension  $b \times h = 30 \times 35\text{cm}^2$

**III-3-2) Charges revenant a la poutre\_**

- Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN / ml}$

- Charge du palier(ELU) = 95,38KN/ml.

- Charge du palier(ELS) = 68,77 KN /ml.

D'où :

$$q_u = (1,35 \times 2,625) + 95,38 \quad q_u = 98,92 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 2,625 + 68,77 \quad q_s = 71,39 \text{ KN/ml.}$$

**III-3-3) Calcul des sollicitations à l'ELU\_****a) Moment isostatique :**

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{98,92 \times 3,15^2}{8} = 122,69 \text{ KN.m}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\bullet \text{Sur appuis : } M_a = -0,5 \times M_u^{\max} = -0,5 \times 122,69 = -61,34 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \text{En travée : } M_t = 0,75 \times M_u^{\max} = 0,75 \times 122,69 = 92,01 \text{ KN.m}$$

**b) Effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{98,92 \times 3,15}{2} = 155,80 \text{ KN}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

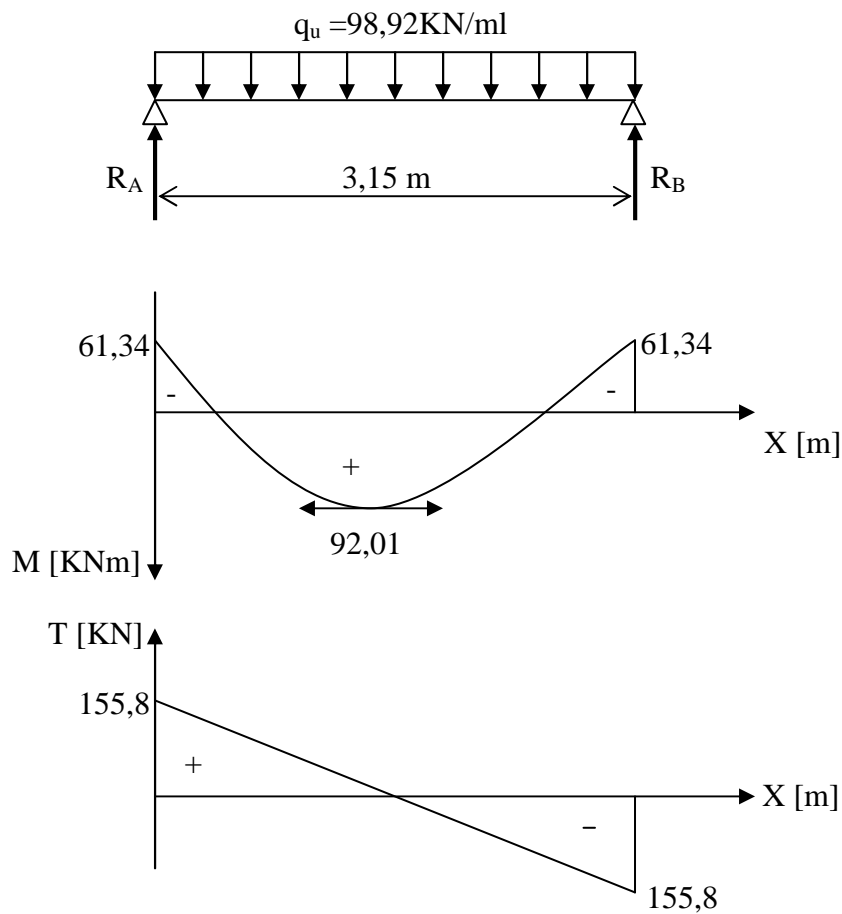


Fig. III.3.1) Diagramme des moments fléchissant et de l'effort tranchant

### III-3-4) Ferrailage

➤ En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{92,01 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,198 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,198 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,889 .$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{92,01 \times 10^3}{0,889 \times 33 \times 348} = 8,16 = \text{cm}^2 .$$

**Soit : 6 HA 14 = 9,23cm<sup>2</sup> (lit inférieur)**

## ➤ Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{61,34 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,132 < 0,392 = \mu_R \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0,132 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,929$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{61,34 \times 10^3}{0,929 \times 33 \times 348} = 5,74 \text{ cm}^2.$$

**Soit : 3 HA 16 = 6,03 cm<sup>2</sup> (lit supérieur)**

## III-3-5) Vérifications

## III-3-5-1) A L'E.L.U.

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2 \\ A_t = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 155,80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{155,80 \times 10}{30 \times 33} = 1,573 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,573 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## C) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

## ➤ Influence sur les aciers :

On doit vérifier que :

$$Aa \geq \frac{1,15 \times \left( Vu + \frac{Ma}{a} \right)}{f_e}$$

Vu : effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

Ma : moment fléchissant au droit de l'appui.

a : la longueur d'appuis égale a 0,9d

$$\frac{1,15 \times 10}{400} \times \left( 155,80 - \frac{61,34}{0,9 \times 0,33} \right) = -1,42 \text{ cm}^2$$

$$Aa > -1,42 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur le béton**

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$0,267 \times 0,9 \times 0,33 \times 0,30 \times 25 \times 10^3 = 594,74 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 155,80 \text{ KN} < 594,74 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91.Art .A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{155,80 \times 10}{0,9 \times 33 \times 6 \times 3,14 \times 1,4} = 1,99 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barre

**e) Calcul de la longueur d'ancrage (Art :A-6-1;23/BAEL91)**

$$l_s = \Phi \frac{f_e}{4\tau_s}, \text{ avec } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

$l_s$  est supérieur a la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancré, on optera donc :

pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement a  $0,4l_s = 19,75 \text{ cm}$ , soit 20cm.

**f) Les armatures transversales**

**Diamètre minimal :**

$$\Phi_t \geq 14/3 = 10/3 = 4,66 \text{ mm}$$

Donc on prend  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

**Vérification du diamètre des armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14 ; 10 ; 30 \} = 10$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Nous adopterons un cadre et un étrier en HA8 soit  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

**Espacements des armatures transversales (Art A.5.22/ BAEL91)**

$$S_t \leq \min \{0.9d ; 40cm\} = \min \{29.7 ; 40cm\} = 29.7cm$$

$$S_t \leq 29,7cm$$

\*D'après le règlement (RPA99Rev 2003, Art 7.5.2.2)

**-En zone nodale**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \quad \Rightarrow \quad S \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2,01}{0.003 \times 30} = 22,33cm$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{8,75cm ; 9,6cm\} = 8,75cm$$

**Soit :  $S_t = 8,00$  cm.**

**-En zone courante (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5cm, \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

**III-3-5-2) Vérifications à l'E.L.S**

$$q_s = 71,39 \text{ KN/ml.}$$

**➤ Moment isostatique :**

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{71,39 \times 3,15^2}{8} = 88,54 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte des semis encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients de valeur égales a :

$$\bullet \text{Sur appuis : } M_{sa} = -0,5 \times M_s^{\max} = -0,5 \times 88,54 = -44,27 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \text{En travée : } M_{st} = 0,75 \times M_s^{\max} = 0,75 \times 88,54 = 66,40 \text{ KN.m}$$

**➤ Effort tranchant**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{71,39 \times 3,15}{2} = 112,44 \text{ KN}$$

**a) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier****Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \leq \sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$

**•Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 6,03}{30 \times 33} = 0.609$$

$$\text{(Tableau)} \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,884 \\ K = 0,036 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{44,27 \times 10^3}{0,884 \times 6,03 \times 33} = 251,67 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= K \cdot \sigma_s = 0,036 \times 251,67 = 9,06 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bc} &= 9,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

•En travée

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \times 9,23}{30 \times 33} = 0.932$$

$$\text{Tableau} \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,864 \\ K = 0,046 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{66,4 \times 10^3}{0,864 \times 9,23 \times 33} = 252,31 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= K \cdot \sigma_s = 0,046 \times 252,31 = 11,60 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bc} &= 11,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

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

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

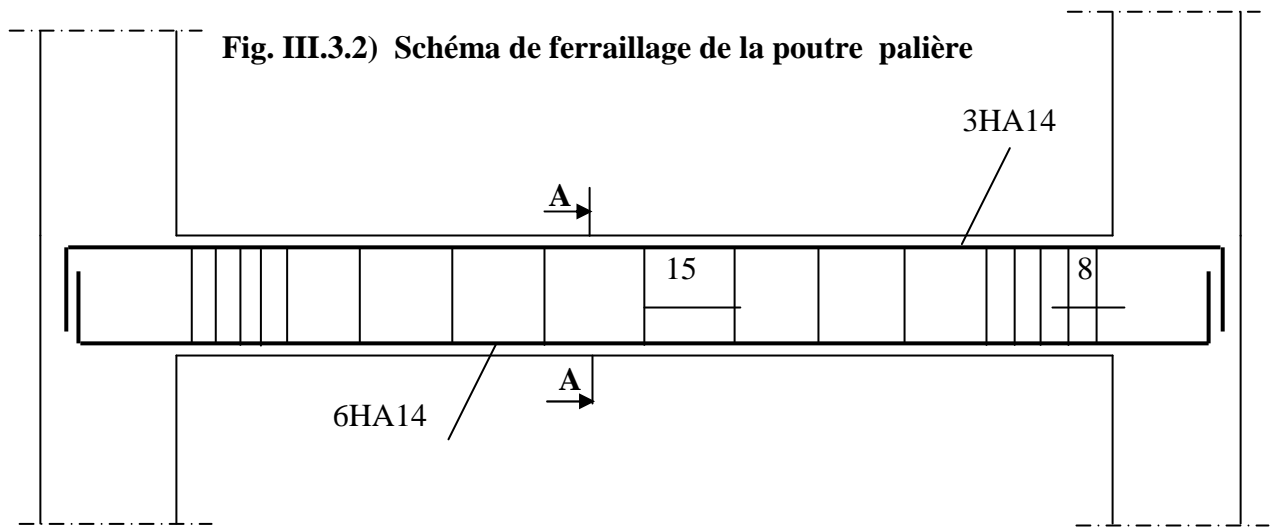
**c) vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{315} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

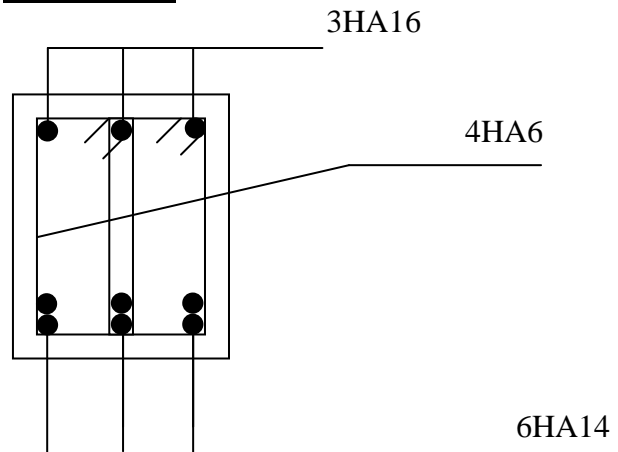
$$\frac{h}{L} = 0.109 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{92,01}{10 \times 122,69} = 0.075 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

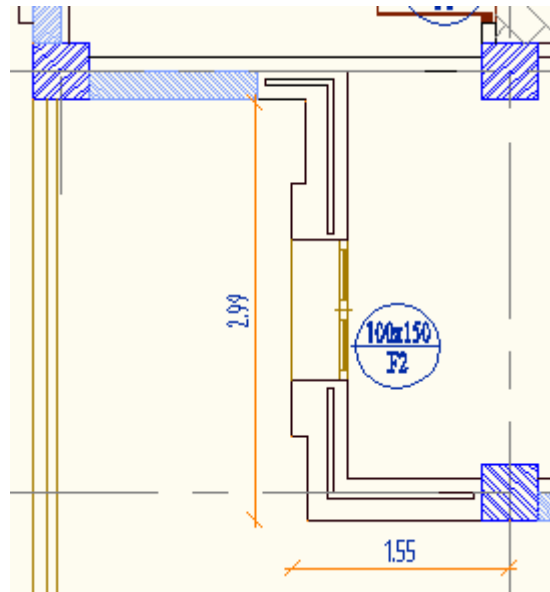
$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{9,23}{30 \times 33} = 0,0093 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.



**Coupe A-A :**



**III-4) Calcul de la dalle pleine en porte à faux**

Le porte-à-faux est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec : } L : \text{ largeur de porte à faux.}$$

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \quad \text{On prend } e_p = 18 \text{ cm}$$

**III-4-1) Charges et surcharges****a) Charges permanentes**

- Poids propre de la dalle pleine :  $\longrightarrow 25 \times 0,18 = 4,5 \text{ KN/ml}$
  - Carrelage [2cm] :  $\longrightarrow 20 \times 0,02 \times 1 = 0,4 \text{ KN/ml}$
  - Mortier de pose [2cm] :  $\longrightarrow 20 \times 0,02 \times 1 = 0,4 \text{ KN/ml}$
  - Lit de sable [2cm] :  $\longrightarrow 18 \times 0,02 \times 1 = 0,36 \text{ KN/ml}$
  - Enduit de plâtre [2cm] :  $\longrightarrow 10 \times 0,02 \times 1 = 0,20 \text{ KN/ml}$
- $G_1 = G_{\text{tot}} = 5,86 \text{ KN/ml}$
- La charge du mur extérieur (double cloisons) :  $\longrightarrow G_2 = 9 \times 0,2 \times 2,7 = 4,86 \text{ KN}$

**b) Surcharge d'exploitation**

- $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ml}$

**IV-2) combinaison des charges**

$$\text{ELU : } \begin{cases} q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 13,16 \text{ KN/ml} \\ q_{u2} = 1,35 G_2 = 6,56 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} q_{s1} = G_1 + Q_1 = 9,36 \text{ KN/ml} \\ q_{s2} = G_2 = 4,86 \text{ KN} \end{cases}$$

## III-4-2) Ferrailage

Le porte-à-faux sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

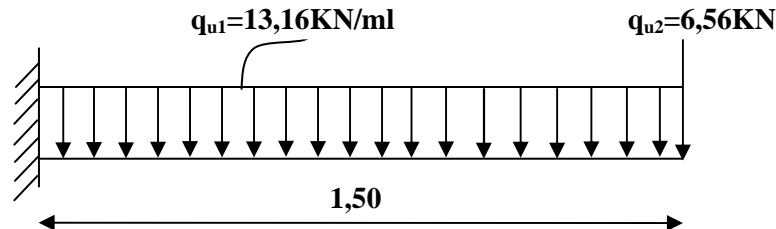


Fig.III.4.1) Schéma statique de la console

## ➤ Moment à L'ELU

$$\text{Soit : } M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{13,16 \times 1,5^2}{2} + 6,56 \times 1,5 = 24,64 \text{ kN.m}$$

## ➤ Effort Tranchant à L'ELU

$$\text{Soit : } V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 13,16 \times 1,5 + 6,56 = 26,30 \text{ kN}$$

Calcul de la section d'armatures à la flexion simple :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{24,64 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14,2} = 0,0677 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,0677 \rightarrow \alpha = 0,0881 \rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24,64 \times 10^6}{0,965 \times 160 \times 34800} = 4,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12 \rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2, S_t = 20 \text{ cm}$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,58}{4} = 1,145 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}8 \rightarrow A_r = 2,51 \text{ cm}^2, S_t = 20 \text{ cm}$$

## III-4-3) Vérification à L'ELU

a)- condition de non fragilité (BAEL 99 / ART .A .4 .2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 160 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

**b)- Ecartement des barres :**

Pour les armatures principales :  $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

$$S_{t1} = 25\text{cm} < 33\text{cm} \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

Pour les armatures de répartition :  $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

$$v S_{t2} = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée »}$$

**c)- Vérification de l'effort tranchant [BAEL 99 / ART .A .5 .2.1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,15f_{c28}, 5\text{MPa}\} \quad \text{«Fissuration préjudiciable»}$$

$$\tau_u = \frac{26,30 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,164\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,75\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d)-Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres [BAEL 91 / ART .A .6 .1.3]**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3,15\text{MPa} .$$

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 12 = 188,40 \text{ mm} .$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9d \sum U_i} = \frac{26,30 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 188,40} = 0,969\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} . \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

**➤ Ancrage des barres aux appuis [BAEL 99 / ART .A .6 .1.23]**

$$L_s = \frac{\phi e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 3,15} = 380,95\text{mm} > e = 30\text{cm} \quad \text{soit : } L_s = 39\text{cm}$$

On prévoit des crochets :

$$L_r = 0,4 L_s = 15,6\text{cm} \text{ (la longueur de recouvrement)} \quad \text{soit : } L_r = 16\text{cm}$$

**III-4-4) Vérification à l'ELS :**

$$\text{ELS : } \begin{cases} q_{s1} = G_1 + Q_1 = 9,36 \text{ KN/ml} \\ q_{s2} = G_2 = 4,86 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{9,36 \times 1,5^2}{2} + 4,86 \times 1,5 = 17,82 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_{s1} \cdot l + q_{s2} = 9,36 \times 1,5 + 4,86 = 18,9 \text{ KN}$$

**a)- Vérification des contraintes de compression du béton :**

Il faudrait que la relation suivante soit vérifiée :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  .

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} - n A_s (d - y_1) = 0 \Rightarrow 50 y_1^2 - 5,65 (16 - y_1) \times 15 = 0$$

$$\Rightarrow 50 y_1^2 + 84,75 y_1 - 1271,25 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 511,3 \rightarrow y_1 = 4,265 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 4,265^3}{3} + 15 \times 5,65 (16 - 4,265)^2 = 14256,98 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{17,82 \times 10^6}{142569800} \times 42,65 = 5,33 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq f_e .$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{17,820 \times 10^6}{14256,98 \times 10^4} \times (160 - 42,65) = 220,01 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{st} \leq f_e = 400 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

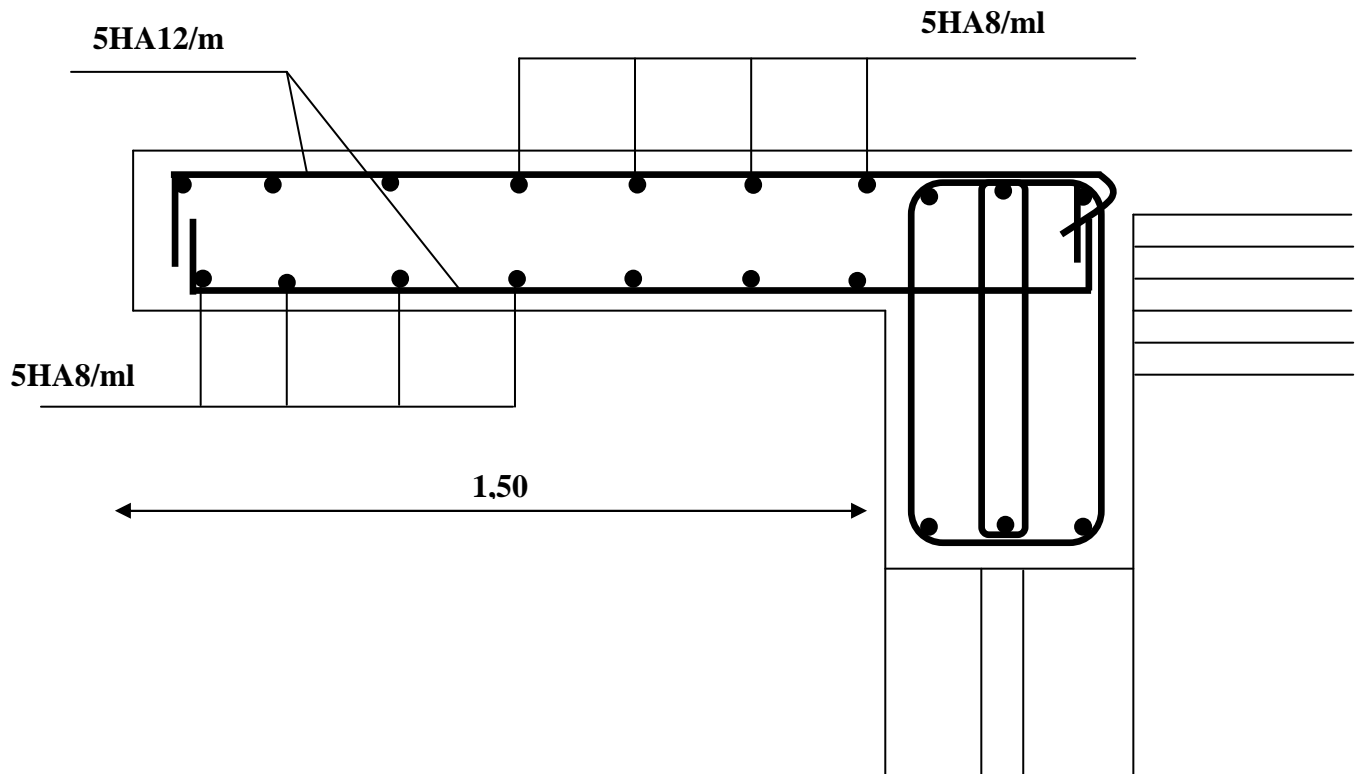


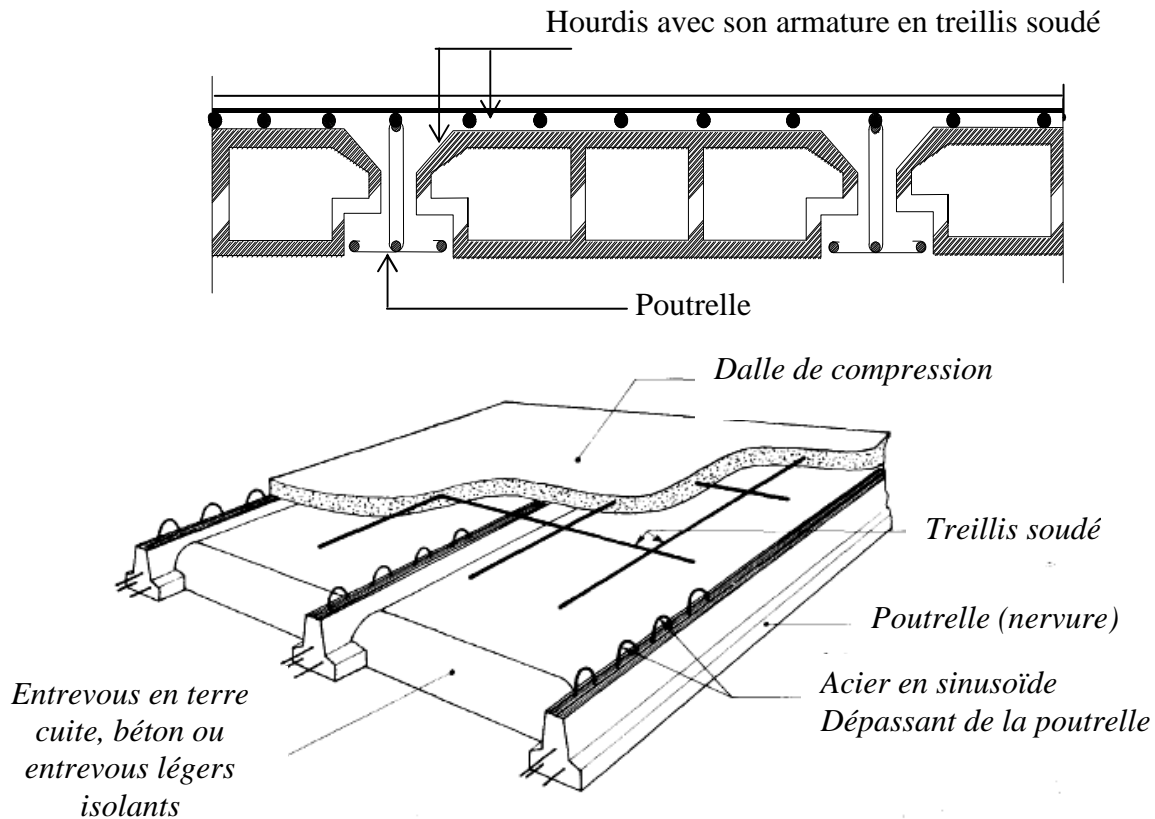
Fig.III.4.2) Schéma de ferrailage du porte à faux

### III-5) Les planchers

#### Introduction

Les planchers de notre bâtiment sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier qui sont disposées suivant la petite portée, ces dernières possèdent des armatures d'attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Dans notre cas, on a deux planchers à étudier (habitation et administratif).



**Fig.III.5.1) Elément constituant un plancher à corps creux**

#### III.5.1) Calcul de la table de 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 fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$b_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{10} \\ \frac{L_0}{2} \end{array} \right.$$

Avec :

L : Longueur de la travée considérée.

L<sub>0</sub> : La distance entre deux faces.

b<sub>0</sub> : largeur de la nervure

h<sub>0</sub> : épaisseur de la dalle de compression ( h<sub>0</sub> = 4 cm )

d : hauteur utile d = 18 cm

c : enrobage c = 2cm

Donc :

$$b_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{370}{10} \\ \frac{65-12}{2} \end{array} \right. \Rightarrow b_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 37 \\ 26,5 \end{array} \right. \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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

• Calcul d'armatures

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = 4 Lx / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2$$

L : distance entre axes des poutrelles

On adopte une section  $A = 1,17 \text{ cm}^2$

Soit :  $6\Phi 5 / \text{ml}$  ,  $S_t = 15 \text{ cm}$

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1,17 / 2 = 0,585 \text{ cm}^2$  en théorie on peut optée pour une

Distribution de 4  $\Phi 4 / \text{ml}$  pour une section totale de  $0,50 \text{ cm}^2$ , mais pour des raisons de disponibilité sur le marché on prend  $A_{//} = 1,17 \text{ cm}^2$

Soit :  $6\Phi 5 / \text{ml}$  ,  $S_t = 15 \text{ cm}$

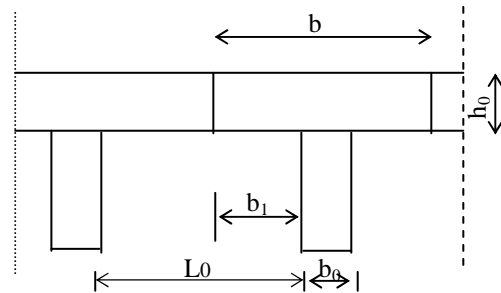
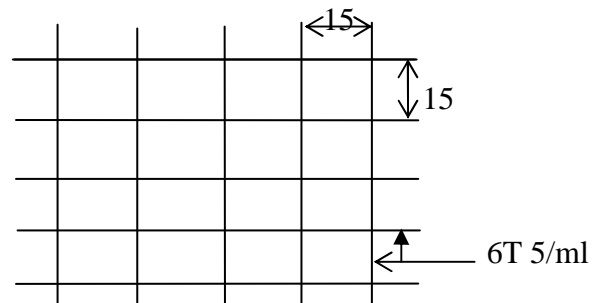


Fig.III.5.2) Treillis soudé



Conclusion

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520)

**III-5-2) Calcul des poutrelles****1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera considérée comme une poutre simplement appuyée (poutre isostatique) 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.

**a) Chargement**

Poids propre .....  $G = 1 \times 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids des corps creux .....  $G' = 1 \times 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Poids de la main d'œuvre .....  $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

**b) Ferrailage à l'ELU**

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

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1,00 = 2,50 \text{ KN/ml}$$

Le moment isostatique :

$$M_0 = q_u \cdot L^2 / 8 = 2,50 (3,70)^2 / 8 = 4,27 \text{ KN/ml}$$

**c) Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M_0}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,27 \times 10^3}{12 \times 22^2 \times 14,2} = 6,26 > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{section doublement armée (SDA)}$$

**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.

**2<sup>ème</sup> étape : Après coulage de la dalle de compression**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T éncastée partiellement à ces deux extrémités, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis et disposées suivant la petite portée travaille dans un seul sens, et soumise a son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

**III-5-2) Choix de la méthode de calcul**

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

**Méthode forfaitaire**

Cette méthode est proposée par le règlement BAEL91, le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- 1) – la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN  
c.a.d :  $Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN/m}^2 \}$ .

Plancher etage de service :

$$\{ G = 5,64 \text{ KN/m}^2, Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \text{ et } 2G = 11,28 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

Plancher etage courant :

$$\{ G = 5,64 \text{ KN/m}^2, Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \}$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \text{ et } 2G = 11,28 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

- 2) – le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées  
 $\Rightarrow$  «Condition vérifiée»

- 3) -les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 < \frac{l_1}{l_2} = \frac{3,2}{3,00} = 1,06 < 1,25 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$0,8 < \frac{l_2}{l_3} = \frac{3,00}{3,6} = 0,83 < 1,25 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$0,8 < \frac{l_3}{l_4} = \frac{3,6}{3,7} = 0,97 < 1,25 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$0,8 < \frac{l_4}{l_5} = \frac{3,7}{3,6} = 1,02 < 1,25 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$0,8 < \frac{l_5}{l_6} = \frac{3,6}{3} = 1,2 < 1,25 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$0,8 < \frac{l_5}{l_6} = \frac{3,00}{3,2} = 0,93 < 1,25 \rightarrow \text{vérifié}$$

- 4) - la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements  
 $\Rightarrow$  «Condition vérifiée»

**Conclusion :** les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

**Exposé de la méthode**

• Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente 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  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$  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 :

- $M_t \geq \max\{1,05 M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$  pour une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$  pour une travée de rive.

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

- $0,6 M_0$  pour une poutre 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.

**Application de la méthode****III.5.2.1) Plancher étage de services**

Dans ce plancher nous avons un seul type de poutrelle (07 travées) :

- poids du plancher :  $G = 5,64 \times 0,65 = 3,67$  KN/ml
- surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625$  KN/ml
- poids de la poutrelle :  $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12$  KN/ml.

**a) Combinaison de charges :**

- ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,39$  KN/ml
- ELS :  $q_s = G + Q = 5,29$  KN/ml

## b)- Calcul des sollicitations à E.L.U

La poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

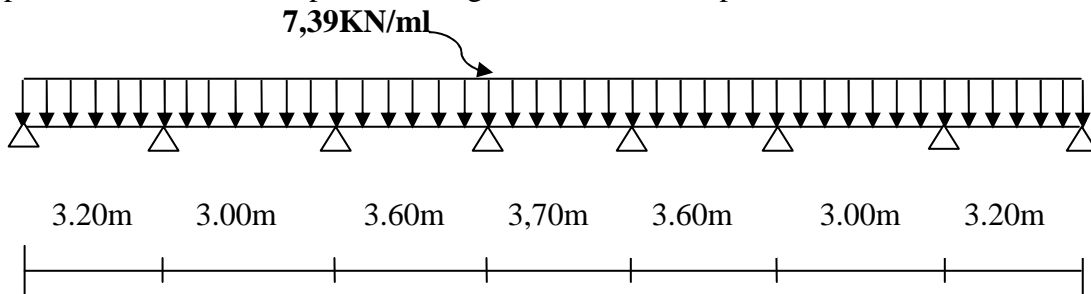


Fig.III.5.2) chargement de la poutrelle a l'ELU

• Calcul du rapport de charge  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{1,625}{1,625 + 3,67} = 0,306$$

$$0.2M_0 \quad 0.5M_0 \quad 0.4M_0 \quad 0.4M_0 \quad 0.4M_0 \quad 0.4M_0 \quad 0.5M_0 \quad 0.2M_0$$



➤ Calcul des moments isostatiques (travées indépendantes)

$$\text{Travée 1-2 : } M_0 = 7,39 \times \frac{(3,2)^2}{8} = 9,45 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 2-3 : } M_0 = 7,39 \times \frac{(3)^2}{8} = 8,31 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 3-4 : } M_0 = 7,39 \times \frac{(3,6)^2}{8} = 11,97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 4-5 : } M_0 = 7,39 \times \frac{(3,7)^2}{8} = 12,64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 5-6 : } M_0 = 7,39 \times \frac{(3,6)^2}{8} = 11,97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 6-7 : } M_0 = 7,39 \times \frac{(3,00)^2}{8} = 8,31 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 7-8 : } M_0 = 7,39 \times \frac{(3,2)^2}{8} = 9,45 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments (poutre continue)**

• **Aux appuis :**

$$M_1 = M_8 = 0,2 M_0 = -1,89 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0,5 M_0 = -4,72 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0,4 M_0 = -4,78 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0,4 M_0 = -5,05 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

l : portée libre des travées .

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max}(1,05M_0, (1 + 0,3\alpha)M_0)$$

$$M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire}$$

-Travée (1-2) :

$$M_t = 7,00 \text{ KN.m}$$

-Travée (2-3) :

$$M_t = 5,33 \text{ KN.m}$$

-Travée (3-4) :

$$M_t = 8,27 \text{ KN.m}$$

-Travée (4-5) :

$$M_t = 8,74 \text{ KN.m}$$

-Travée (5-6) :

$$M_t = 8,27 \text{ KN.m}$$

-Travée (6-7) :

$$M_t = 5,33 \text{ KN.m}$$

-Travée (7-8)

$$M_t = 7,00 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,645$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,545$$

➤ **Calcul des efforts tranchants**

$$V_x = \theta_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\theta = \frac{qL}{2}$$

$$V_u(x) = \frac{q_u \ell_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}$$

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Avec :

$T_w$  : Effort tranchant de l'appui gauche

$T_e$  : Effort tranchant de l'appui droit

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w$	1,89	4,72	4,78	5,05	5,05	4,78	4,72
$M_e$	4,72	4,78	5,05	5,05	4,78	4,72	1,89
$T_w$	10,90	11,10	13,20	13,60	13,4	11,10	12,70
$T_e$	-12,70	-11,10	-13,4	-13,60	-13,20	-11,10	-10,90

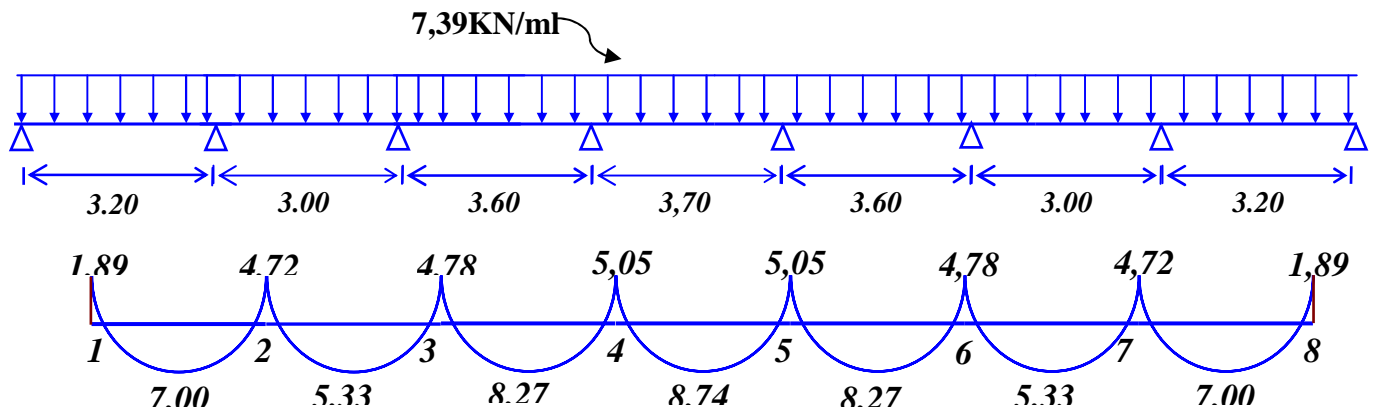


Fig.III.5.3) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

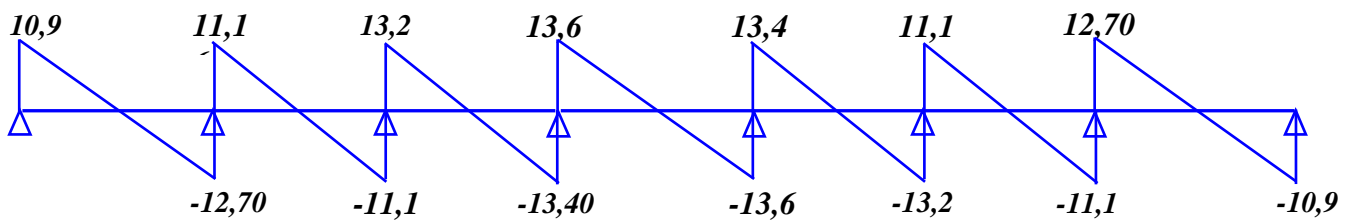


Fig.III.5.4) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

## c) Ferrailage a L'ELU

Le calcul se fera avec les moments max en travées et sur appuis.

**Armatures longitudinales**➤ **En travées :**

Le moment maximal en travée

$$M_u = 8,74 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table

$$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_0 = 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 8,74 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire (b x h)

$$\mu_b = M_t / b d^2 f_{bc} = 8,74 \cdot 10^3 / 65 \cdot 18^2 \cdot 14,2$$

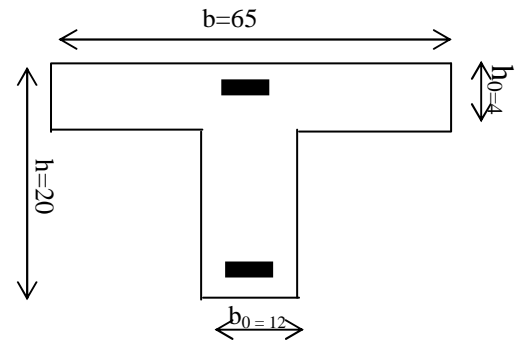
$$\mu_b = 0,029 < \mu_R \text{ (SSA)}$$

$$\mu_b = 0,029 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_t = M_t / \beta d F_e / \gamma_s$$

$$A_t = 8,74 \cdot 10^3 / 0,986 \cdot 18 \cdot 348 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = \mathbf{3HA8} = 1,51 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 5,05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = M_a / b d^2 f_{bc} = 5,05 \cdot 10^3 / 12 \cdot 18^2 \cdot 14,2$$

$$\mu_b = 0,091 \Rightarrow \beta = 0,952$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a = M_a / \beta d f_e / \gamma_s = 5,05 \cdot 10^3 / 0,952 \cdot 18 \cdot 348$$

$$A_a = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = \mathbf{1HA12} = 1,13 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales (art. A.7.2.2 / BAEL91) :**

$$\Phi_t = \min (h / 35, b_0 / 10, \Phi_1)$$

$$\Phi_t = \min (20/35, 12/10, 0,8) = 0,57 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,6 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopt: } 2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de  $\Phi 6$

**Espacement des armatures ( Art. A .5 .1, 22, BAEL 91):**

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**d)-Vérification à l'ELU****d.1)- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

*En travée :*

$$A_t = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

*Aux appuis :*

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

**d.2)- Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 x d} = \frac{13,67 \times 10}{18 \times 12} = 0,63 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

**d.3) -Vérification de la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum u_i}$$

Avec  $\sum u_i = 3 \times 3,14 \times 8 = 75,36 \text{ mm}$  , somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{13,60 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times \pi \times 8} = 1,12 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

**d.4)- Ancrage des barres (BAEL91/ Art.A6.1.23)**

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite élastique  $f_e$  sont ancrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad , \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,17 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à  $0,4l_s$  pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 28,17 = 11,27 \text{ cm}$$

**d.5)- Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4b_0(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 12 \times 0,9 \times 25 \times 18 \times 10^{-1}}{1,5} = 129,6 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,6 \text{ KN}$$

➤ **Appuis de rive :**

$$V_{\max} = 10,90 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$V_{\max} = 13,60 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

**d.6)- Influence de l'effort tranchant sur les armatures**

On doit vérifier que :

➤ **Appuis de rive :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u^{\max}$$

$$A_a = 1,13 \geq \frac{1,15}{400} \times (10,93 \times 10^3)$$

$$A_a = 1,13 \geq 0,31 \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A_t = 1,51 \geq \frac{1,15}{400} \times \left( 13,60 \times 10^3 - \frac{5,05 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = -0,50 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,51 \geq -0,50 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

**e)- vérification a L'ELS****e.1)-Le chargement à l'ELS:**

$$q_s = G + Q = (3,67 + 1,625) = 5,29 \text{ kN/ml}$$

**e. 2)- Calcul des sollicitations à L'ELS**➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$$\text{Travée 1-2 : } M_0 = 5,29 \times \frac{(3,20)^2}{8} = 6,77 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 2-3 : } M_0 = 5,29 \times \frac{(3,00)^2}{8} = 5,95 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 3-4 : } M_0 = 5,29 \times \frac{(3,60)^2}{8} = 8,57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 4 -5 : } M_0 = 5,29 \times \frac{(3,70)^2}{8} = 9,05 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 5-6 : } M_0 = 5,29 \times \frac{(3,60)^2}{8} = 8,57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 6-7 : } M_0 = 5,29 \times \frac{(3,00)^2}{8} = 5,95 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 7-8 : } M_0 = 5,29 \times \frac{(3,20)^2}{8} = 6,77 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments (poutre continue)**• **Aux appuis :**

$$M_1 = M_8 = 0,2 M_0 = -1,35 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0,5 M_0 = -3,38 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0,4 M_0 = -3,42 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0,4 M_0 = -3,62 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants**

$$V_u(x) = \frac{q_u \ell_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}$$

Avec :

T<sub>w</sub> : Effort tranchant de l'appui gaucheT<sub>e</sub> : Effort tranchant de l'appui droit

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M <sub>w</sub>	1,35	3,38	3,42	3,62	3,62	3,42	3,38
M <sub>e</sub>	3,38	3,42	3,62	3,62	3,42	3,38	1,35
T <sub>w</sub>	7,82	7,92	9,47	9,78	9,57	7,95	9,10
T <sub>e</sub>	-9,10	-7,95	-9,57	-9,78	-9,47	-7,92	7,82

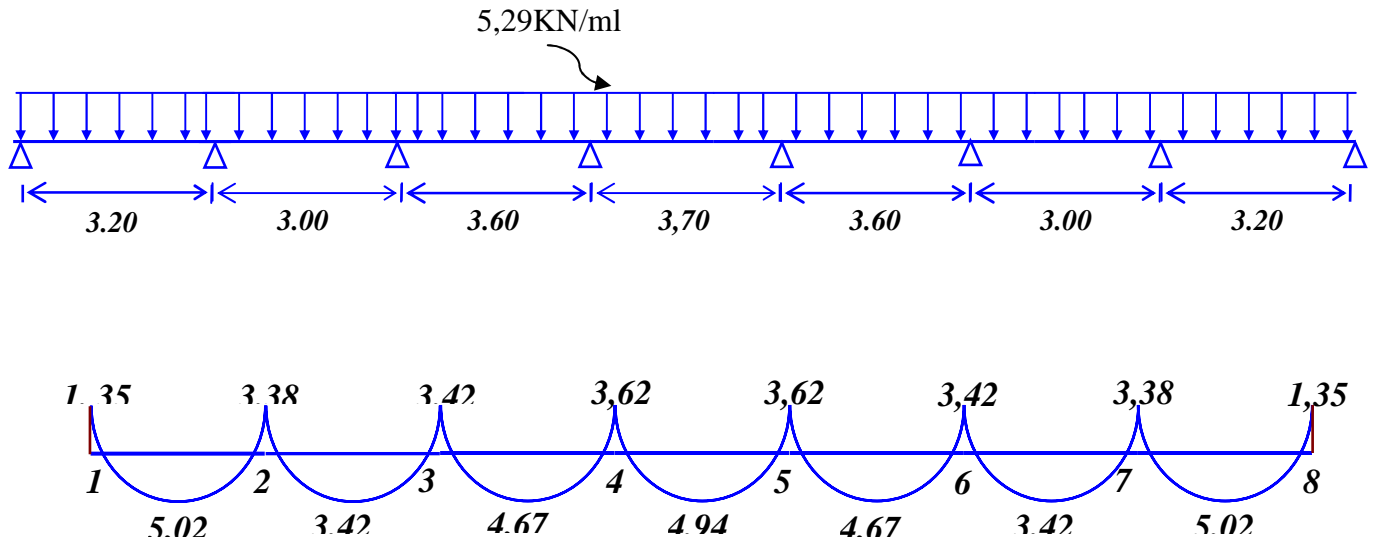


Fig.III.5.5) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

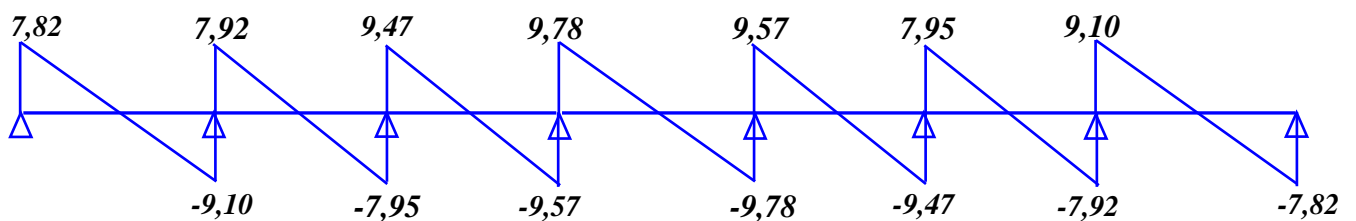


Fig.III.5.6) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

### e.3)- Etat limite de résistance du béton en compression

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ **En travées :**  $A_t = 1,51$        $M_t^s = 5,02 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 1,51}{12 \times 18} = 0,699$$

$$\rho = 0,699 \Rightarrow \beta_1 = 0,878 \quad \alpha_1 = 0,366 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,366 \Rightarrow K = 0,038$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta d} = \frac{5,02 \times 10^3}{1,51 \times 0,878 \times 18} = 210,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,038 \times 210,35 = 7,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ «Condition vérifiée»

➤ **Aux appuis :**  $A_a = 1,13$        $M_a^s = 3,62 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$\rho = 0,523 \Rightarrow \beta_1 = 0,892 \quad \alpha_1 = 0,324 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,324 \Rightarrow K = 0,0319$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{3,62 \times 10^3}{1,13 \times 0,892 \times 18} = 199,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,0319 \times 199,52 = 6,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

**Conclusion :** Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

#### e.4)- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer

#### e.5- Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_{st}}{M_{so}} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{5,02}{15 \times 9,05} = 0,036 \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

$$c) \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,51}{12 \times 18} = 0,0069 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

**-NB :** Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

❖ **Conclusion** : le ferrailage adopté pour les poutrelles de l'étage de service et le suivant :

➤ **Armatures longitudinales :**

3HA8 pour le lit inférieur.

1HA8 pour la barre de montage du lit supérieur.

1HA12 pour le lit supérieur au niveau des appuis.

➤ **Armatures transversales :** letrier en  $\Phi 6$ .

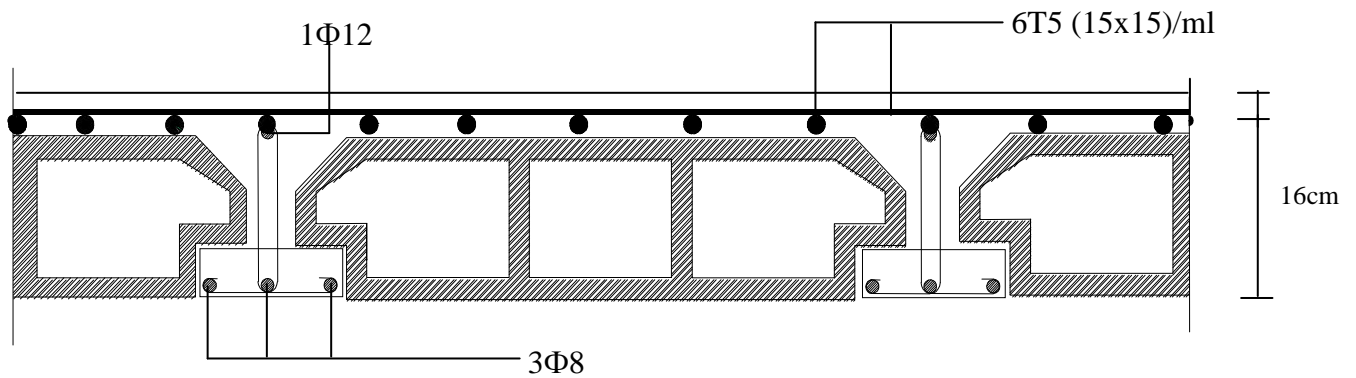
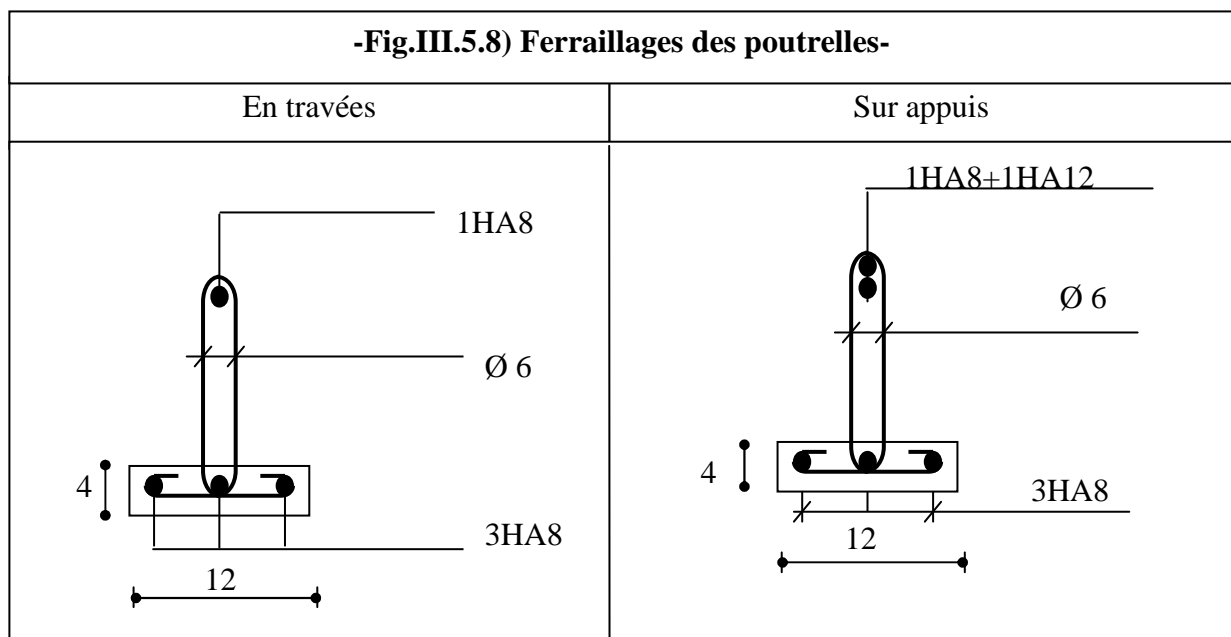


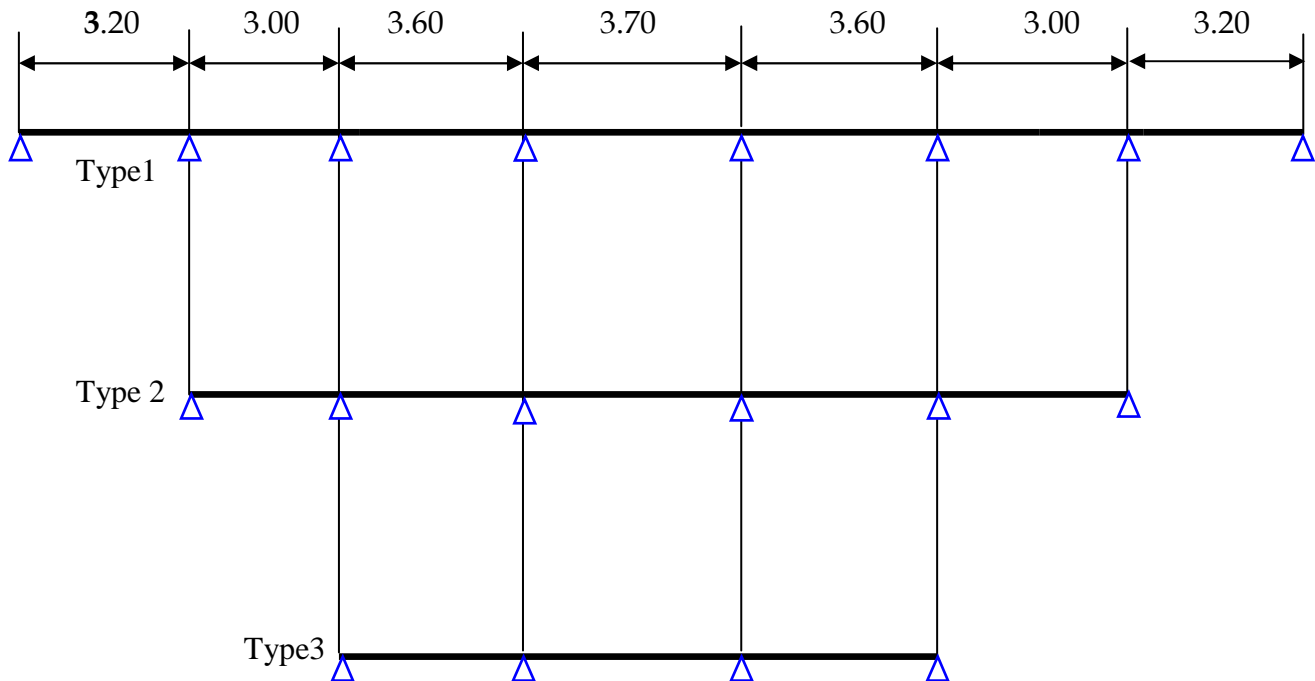
Fig.III.5.7) Plan de ferrailage du plancher

-Fig.III.5.8) Ferrailages des poutrelles-



**III.5.2.2) Plancher étage courant :**

Dans ce plancher on a 3 types des poutrelles qui sont représentées dans le schéma ci dessous :



**Fig.III.5.9) Types de poutrelles dans le plancher étage courant**

**Pour le le type1 poutrelle a 07 travées :**

•Poids du plancher :  $G = 5,64 \times 0,65 = 3,67 \text{ KN/ml}$

•Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

**a)-Les combinaisons de charges :**

- ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,41 \text{ KN/ml}$

- ELS :  $q_s = G + Q = 4,64 \text{ KN/ml}$

**b)- Calcul des sollicitations à E.L.U :**

➤ **Calcul des moments isostatiques (travées indépendantes) :**

$$\text{Travée 1-2 : } M_0 = 6,41 \times \frac{(3,2)^2}{8} = 8,2 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 2-3 : } M_0 = 6,41 \times \frac{(3)^2}{8} = 7,21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 3-4 : } M_0 = 6,41 \times \frac{(3,6)^2}{8} = 10,38 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 4-5 : } M_0 = 6,41 \times \frac{(3,7)^2}{8} = 10,97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 5-6 : } M_0 = 6,41 \times \frac{(3,6)^2}{8} = 10,38 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 6-7 : } M_0 = 6,41 \times \frac{(3,00)^2}{8} = 7,21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 7-8 : } M_0 = 6,41 \times \frac{(3,2)^2}{8} = 8,20 \text{ KN.m}$$

➤ **calcul des moments (poutre continue)**

• **Aux appuis**

$$M_1 = M_8 = 0,2 M_0 = -1,64 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0,5 M_0 = -4,10 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0,4 M_0 = -4,15 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0,4 M_0 = -4,38 \text{ KN.m}$$

• **En travée**

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975 + 3,67} = 0,209$$

-Travée (1-2) :

$$M_t = 5,84 \text{ KN.m}$$

-Travée (2-3) :

$$M_t = 3,82 \text{ KN.m}$$

-Travée (3-4) :

$$M_t = 6,76 \text{ KN.m}$$

-Travée (4-5) :

$$M_t = 7,27 \text{ KN.m}$$

-Travée (5-6) :

$$M_t = 6,76 \text{ KN.m}$$

-Travée (6-7) :

$$M_t = 3,82 \text{ KN.m}$$

-Travée (7-8) :

$$M_t = 5,84 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,631$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,531$$

➤ **Calcul des efforts tranchants**

$$V_x = \theta_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\theta = \frac{qL}{2}$$

$$V_u(x) = \frac{q_u \ell_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}$$

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Avec :

$T_w$  : Effort tranchant de l'appui gauche

$T_e$  : Effort tranchant de l'appui droit

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w$	1,64	4,10	4,15	4,38	5,38	4,15	4,10
$M_e$	4,10	4,15	4,38	4,38	4,15	4,10	1,64
$T_w$	9,48	9,60	11,47	11,85	11,60	9,64	11,02
$T_e$	-11,02	-9,64	-11,60	-11,85	-11,47	-9,60	-9,48

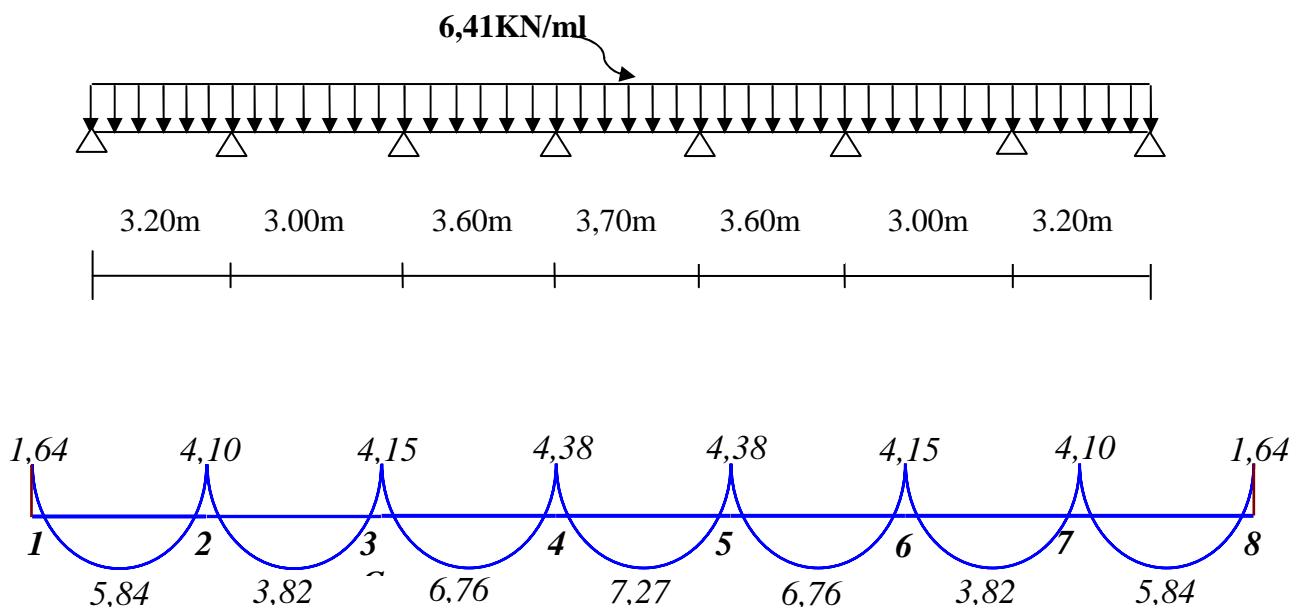


Fig. III.5.10) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

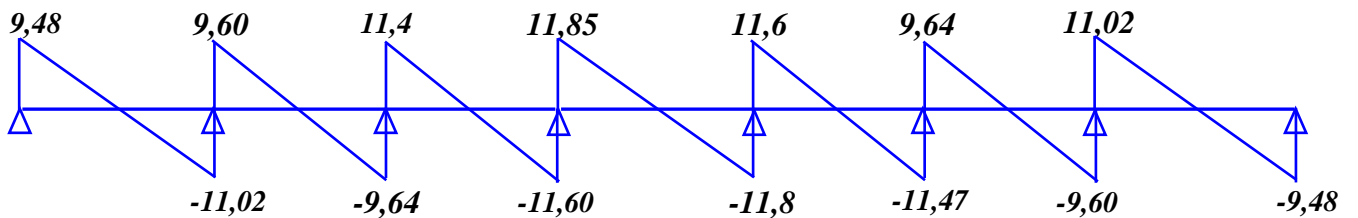


Fig. III.5.11) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

❖ Pour le type2 poutrelle a 05 travées :

6,41KN/ml

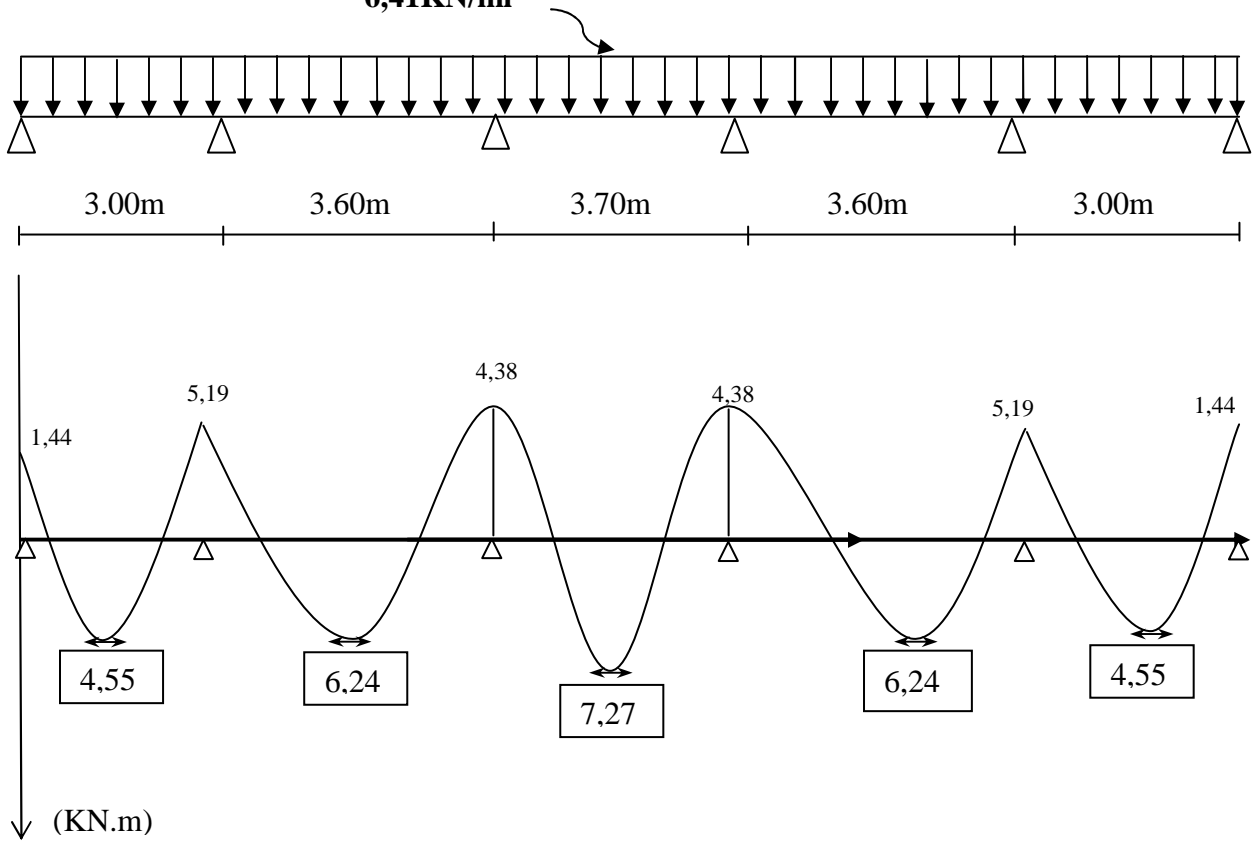


Fig.III.5.12) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

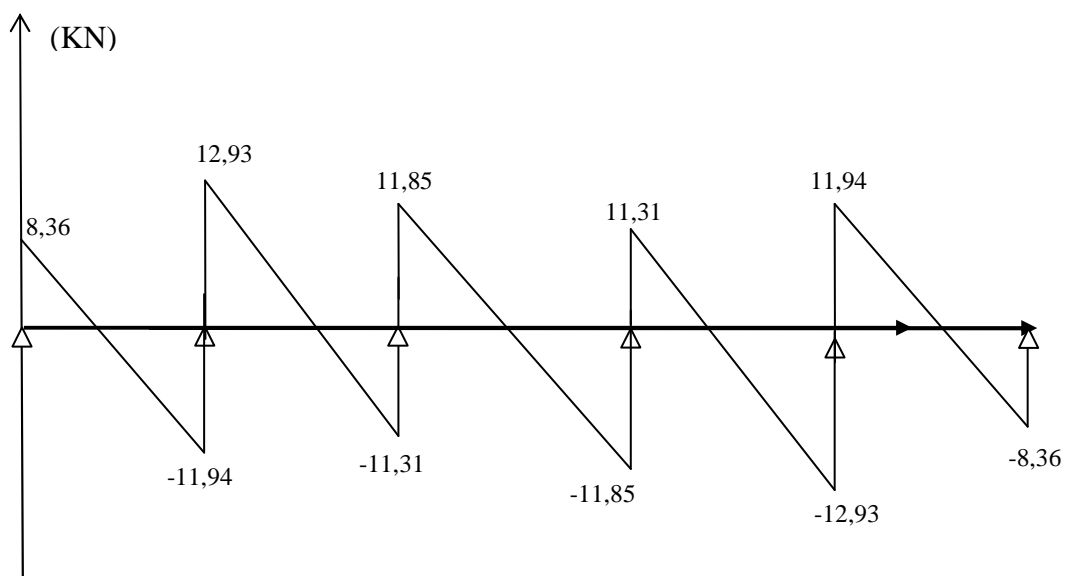


Fig.III.5.13) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

❖ Pour le type3 poutrelle a 03 travées

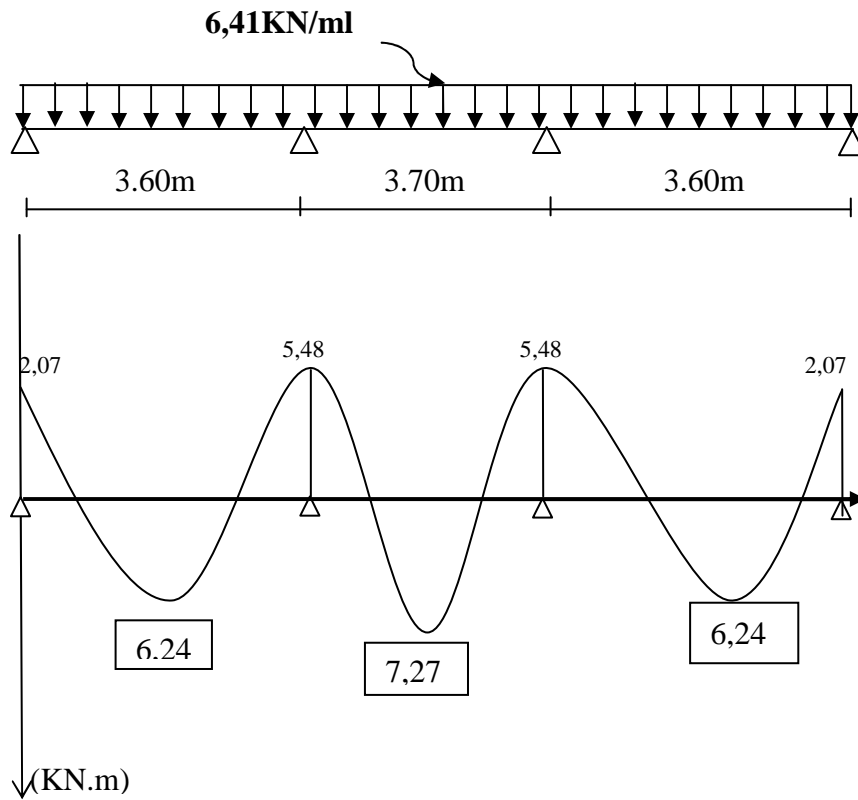


Fig.III.5.14) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

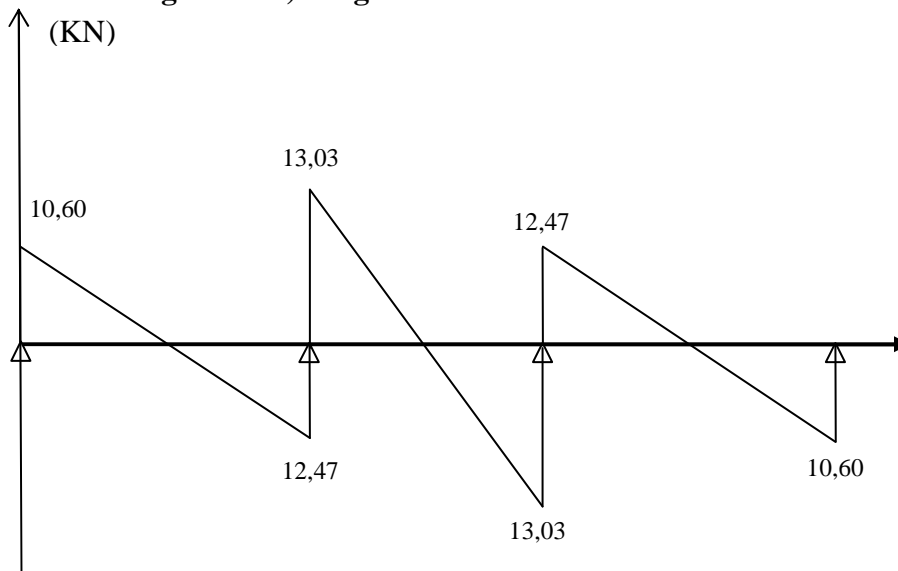


Fig.III.5.15) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

**c)- Ferrailage à l'ELU**

Le calcul se fera avec les moments max des 03 types de poutrelles en travées et sur appuis du plancher soit :

**En travée :  $M_t = 7,27$  KNm**

**Aux appuis :  $M_a = 5,19$  KNm**

**Armatures longitudinales****➤ En travées :**

Le moment maximal en travée

**$M_u = 7,27$  KN m**

Le moment équilibré par la table

$$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_0 = 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 7,27 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_b = M_t / b d^2 f_{bc} = 7,27 \cdot 10^3 / 65 \cdot 18^2 \cdot 14,2$$

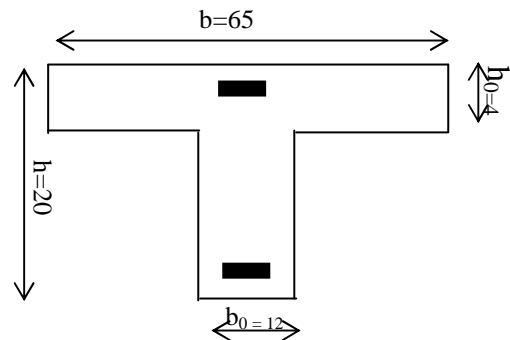
$$\mu_b = 0,029 < \mu_R \text{ (SSA)}$$

$$\mu_b = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_t = M_t / \beta d F_c / \gamma_s$$

$$A_t = 7,27 \cdot 10^3 / 0,988 \cdot 18 \cdot 348 = 1,17 \text{ cm}^2$$

Soit :  **$A_t = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$**

**➤ Aux appuis:**

**$M_a = 5,19$  KN.m**

$$\mu_b = M_a / b d^2 f_{bc} = 5,19 \cdot 10^3 / 12 \cdot 18^2 \cdot 14,2$$

$$\mu_b = 0,094 \Rightarrow \beta = 0,951$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a = M_a / \beta d f_c / \gamma_s = 5,19 \cdot 10^3 / 0,951 \cdot 18 \cdot 348$$

$$A_a = 0,87 \text{ cm}^2$$

Soit :  **$A_a = 1HA12 = 1,13 \text{ cm}^2$**

**Armatures transversales (art. A.7.2.2 / BAEL91) :**

$$\Phi_t = \min (h / 35, b_0 / 10, \Phi_1)$$

$$\Phi_t = \min (20/35, 12/10, 0,8) = 0,57 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,6 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopt: } 2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de  $\Phi 6$

**Espacement des armatures (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91):**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**d)-Vérification à l'ELU****d.1)- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

*En travée :*

$$A_t = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

*Aux appuis :*

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

**d.2)- Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 x d} = \frac{13,03 \times 10}{18 \times 12} = 0,47 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

**d.3) -Vérification de la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum u_i}$$

Avec  $\sum u_i = 3 \times 3,14 \times 8 = 75,36 \text{ mm}$ , somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{13,03 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times \pi \times 8} = 1,06 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

**d.4)- Ancrage des barres (BAEL91/ Art.A6.1.23)**

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite élastique  $f_e$  sont ancrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{Su}}, \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,17 \text{ cm}$$

$$\text{BAEL 91 (article. A.6.1)} \quad \Rightarrow l_s = 0,4 \times 28,17 = 11,27 \text{ cm}$$

**d.5)- Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4b_0(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 12 \times 0,9 \times 25 \times 18 \times 10^{-1}}{1,5} = 129,6 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,6 \text{ KN}$$

➤ **Appuis de rive :**

$$V_{\max} = 10,60 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$V_{\max} = 13,03 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

**d.6)- Influence de l'effort tranchant sur les armatures**

On doit vérifier que :

➤ **Appuis de rive :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u^{\max}$$

$$A_a = 1,13 \geq \frac{1,15}{400} \times (10,60 \times 10^3)$$

$$A_a = 1,13 \geq 0,30 \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A_t = 1,51 \geq \frac{1,15}{400} \times \left( 13,03 \times 10^3 - \frac{5,19 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = -0,54 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,51 \geq -0,50 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

e) Vérification à l'ELS

- Poids du plancher :  $G = 5,64 \times 0,65 = 3,67 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_s = G + Q = 4,64 \text{ KN/ml}$

Après application de cette dernière méthode, on obtient les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants données ci-dessous sous forme de diagrammes.

**Type 01 :**

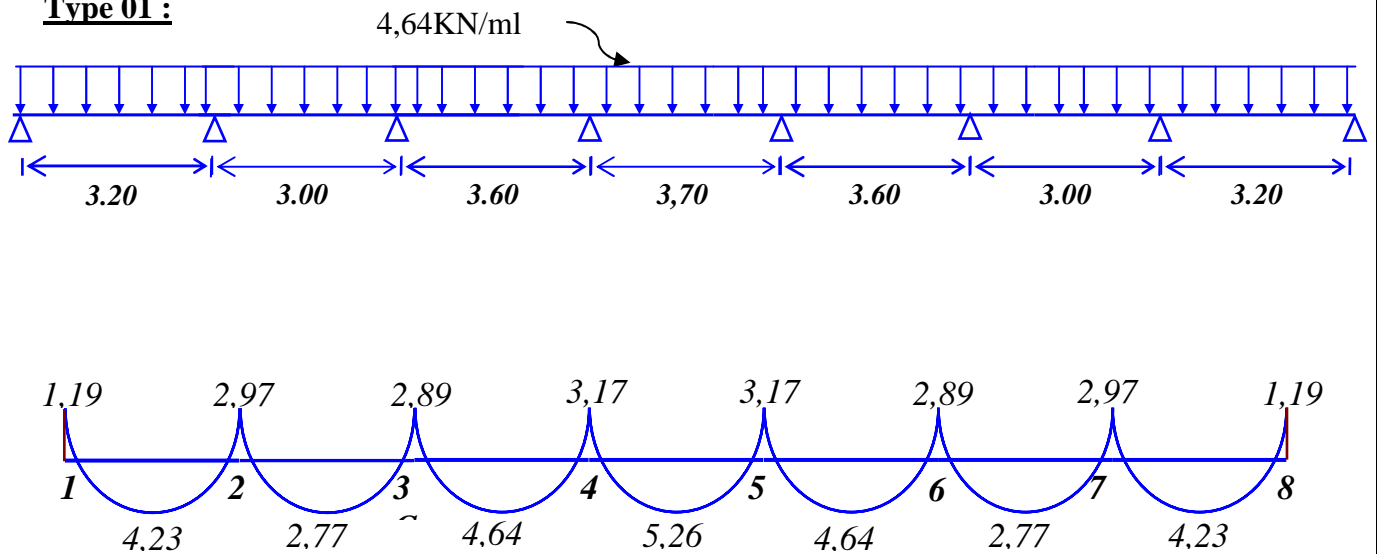


Fig.III.5.16) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

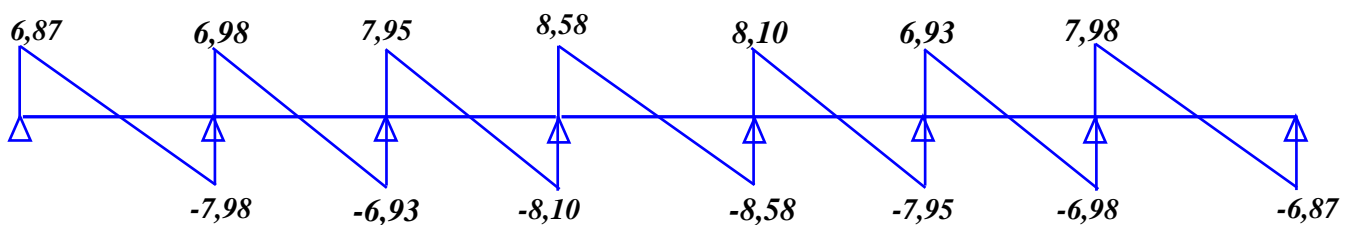
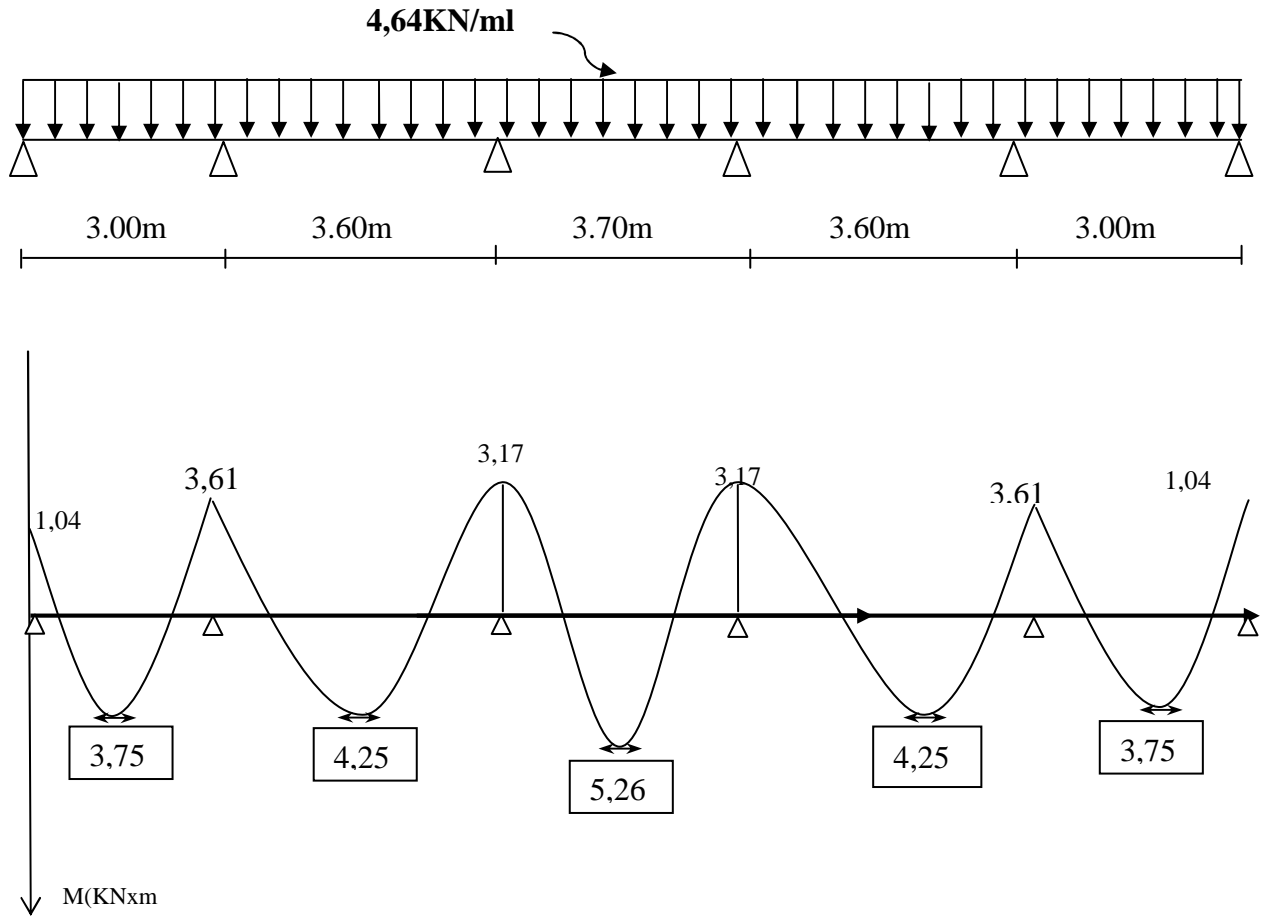


Fig.III.5.17) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

**Type 02 :**



**Fig.III.5.18) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS**

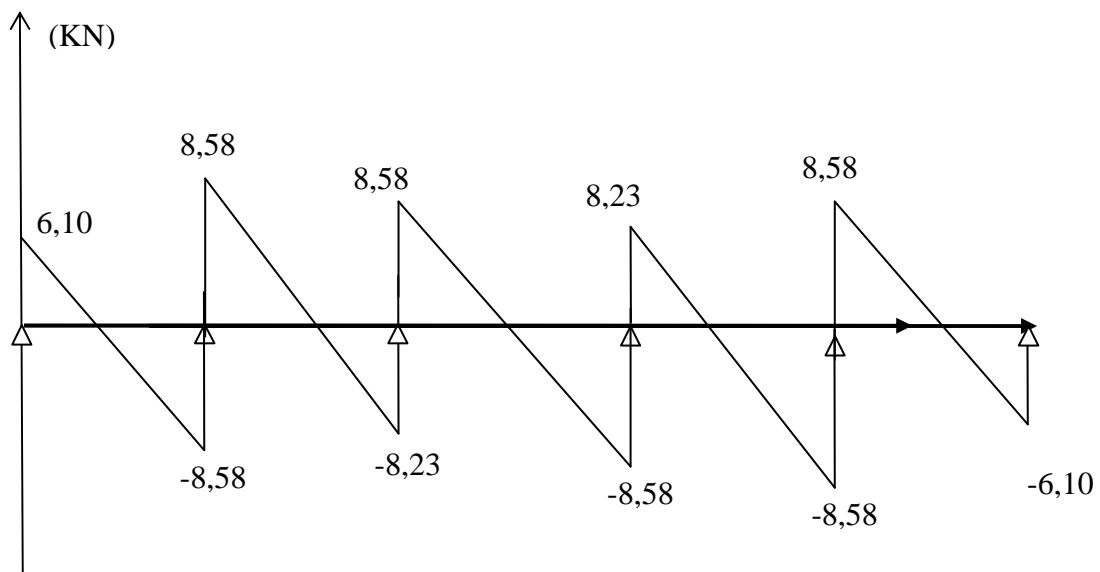


Fig.III.5.19) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

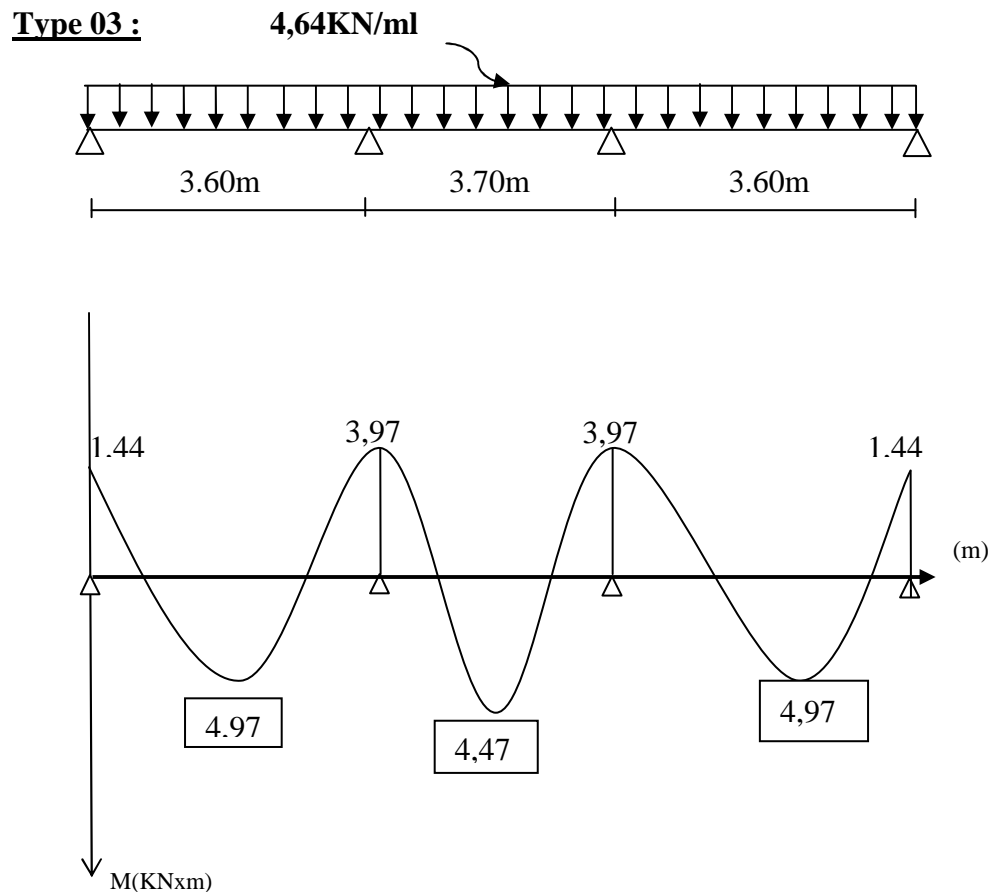


Fig.III.5.20) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

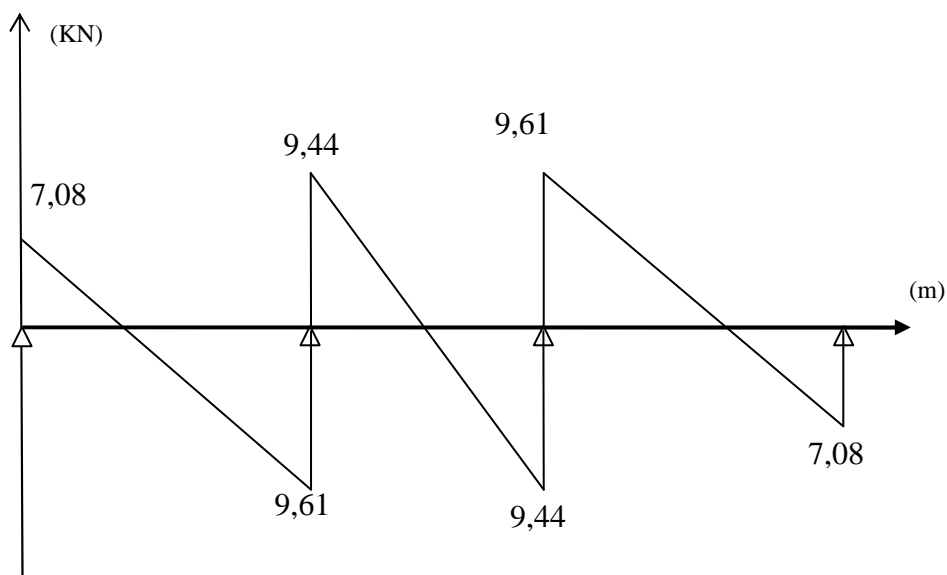


Fig.III.5.21) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

**e.1)- Etat limite de résistance du béton en compression :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ **En travées :**  $A_t = 1,51$        $M_t^s = 5,26 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 1,51}{12 \times 18} = 0,699$$

$$\rho = 0,699 \Rightarrow \beta_1 = 0,878 \quad \alpha_1 = 0,366 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,366 \Rightarrow K = 0,038$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta d} = \frac{5,02 \times 10^3}{1,51 \times 0,878 \times 18} = 220,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,038 \times 220,40 = 8,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

➤ **Aux appuis :**  $A_a = 1,13$        $M_a^s = 3,97 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$\rho = 0,523 \Rightarrow \beta_1 = 0,892 \quad \alpha_1 = 0,324 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,324 \Rightarrow K = 0,0319$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_a \cdot \beta d} = \frac{3,97 \times 10^3}{1,13 \times 0,892 \times 18} = 218,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,0319 \times 218,81 = 6,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

**Conclusion :** Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**e.2)- Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer

**e.3)- Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)**

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

a)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$

b)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_{st}}{M_{so}} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{5,26}{15 \times 7,94} = 0,044 \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$

c)  $\frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,51}{12 \times 18} = 0,0069 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$

**-NB :** Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

**Conclusion**

On adopte le même ferrailage que celui adopté pour l'étage de service, alors les poutrelles de l'étage courant ainsi que celles du plancher terrasse seront ferrillées comme suit:

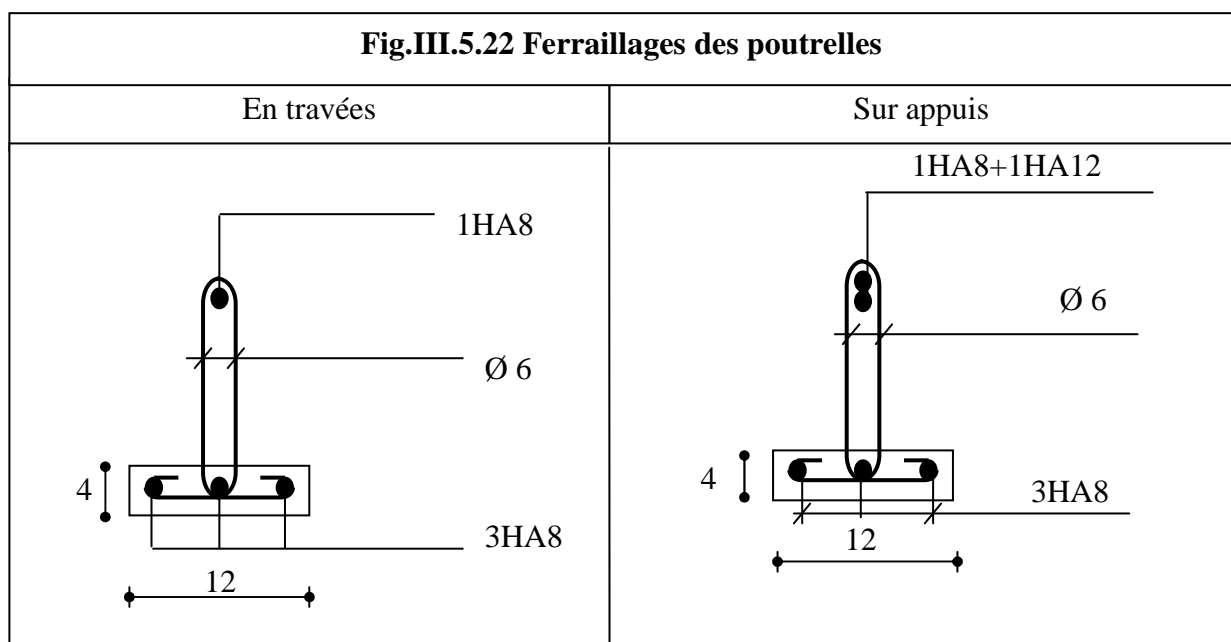
➤ **Armatures longitudinales**

3HA8 pour le lit inférieur.

1HA8 pour la barre de montage du lit supérieur.

1HA12 pour le lit supérieur au niveau des appuis.

➤ **Armatures transversales** 1etrier en Ø6.



**III-6) Calcul de la dalle pleine de la salle machine**

**Introduction**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement  $V = 1\text{m/s}$ , de surface égale à  $(1,8 \times 1,6 = 2,88 \text{ m}^2)$  pouvant charger quatre personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes répartie sur une surface de  $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$  transmise par le système de levage de l'ascenseur.

La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens :

▪  $M_{0x1} = q(M_1 + vM_2) \dots\dots\dots\text{sens } l_x$

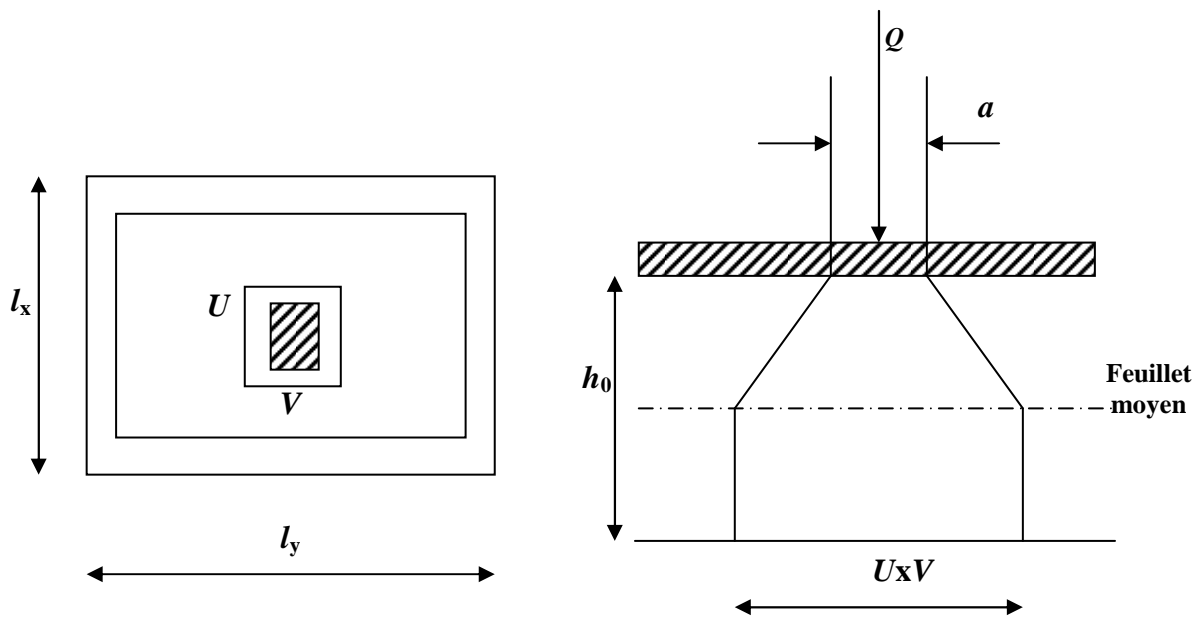
▪  $M_{0x2} = q(M_2 + vM_1) \dots\dots\dots\text{sens } l_y$

Avec :  $M_1, M_2$  : Valeurs lues dans les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports

suivants :  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  ;  $u / l_x$  ;  $v / l_y$

$q$ : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

$u, v$  : côtés de la surface réduite.



**Fig. III.6.1) Schéma de diffusion des charges verticales sur un carré de dalle**

**III-6-1) Dimensionnement**

$$\bullet h_t \geq \frac{l_{\max}}{30} = \frac{180}{30} = 6,00\text{cm}$$

Nous avons, la limite minimale de l'épaisseur d'une dalle pleine selon RPA99 est de 12cm, dans notre cas nous opterons  $h_t = 15 \text{ cm}$ .

$$\bullet u = a + K \times h_r + h_0$$

$$\bullet v = b + K \times h_r + h_0$$

Avec :  $h_0$  : épaisseur de la dalle ( $h_0 = 15 \text{ cm}$ ).

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

$K$  : coefficient donné par les abaques de PIGEAUD ( $K = 2$ ).

$a, b$  : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ( $a = b = 80\text{cm}$ ).

D'ou :  $u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$ .

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

**III-6-2) Calcul des sollicitations**

$$\bullet \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{1,80} \approx 0,90 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\bullet u / l_x = \frac{1,05}{1,60} = 0,65$$

$$\bullet v / l_y = \frac{1,05}{1,80} = 0,58$$

A partir des abaques de PIGEAUD, nous aurons après interpolation :

$$\bullet M_1 = 0,083.$$

$$\bullet M_2 = 0,067$$

**a)- Calcul des moments dus au poids propre de la dalle A l'ELU**

$$v = 0 \Rightarrow$$

$$\bullet M_{ux1} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$\bullet M_{uy1} = \mu_y M_{ux1}$$

Avec :  $\mu_x, \mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$ .

$$\bullet \mu_x = 0,0458$$

$$\bullet \mu_y = 0,778$$

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q.$$

$$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1,00) \times 1 = 8,0475 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{d'où: } M_{ux1} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0458 \times 8,047 \times (1,60)^2 = 0,943 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = \mu_y M_{ux1} = 0,778 \times 0,943 = 0,733 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } \nu = 0,2 \Rightarrow -\mu_x = 0,0529$$

$$-\mu_y = 0,846$$

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

### b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle a l'ELS

$$M_{sx1} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0529 \times 5,85 \times (1,6)^2 = 0,792 \text{ KN.M}$$

$$M_{sy1} = \mu_y \times M_{sx1} = 0,846 \times 0,792 = 0,670 \text{ KN.M}$$

### c) Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$ dus au système de levage

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

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

Avec :

$\nu$  : Coefficient de POISSON

**$M_1$  et  $M_2$**  : Coefficient déterminé à partir des rapports  $(U/L_x)$  et  $(V/L_y)$  et  $\rho$  des abaques de PIGEAUD

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{1,80} \approx 0,90$$

$$u/l_x = \frac{1,05}{1,60} = 0,65 \quad ; \quad v/l_y = \frac{1,05}{1,80} = 0,58$$

• D'où (après interpolation) :  $M_1 = 0,083$  ;  $M_2 = 0,067$

ELU:  $\nu = 0 \Rightarrow$

$$P_u = 1,35.P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,083 = 10,08, \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,067 = 8,14 \text{ KN.m}$$

ELS:  $\nu = 0,2 \Rightarrow$

$$P_u = P = 90 \text{ KN}$$

$$M_{sx2} = P_s. (M_1 + \nu M_2) = 90. (0,083 + 0,2 \times 0,067) = 8,676 \text{ KN}$$

$$M_{sy2} = P_s. (M_2 + \nu M_1) = 90. (0,067 + 0,2 \times 0,083) = 7,524 \text{ KN}$$

### ➤ Superposition des moments

ELU:

$$M_x = M_{ux1} + M_{ux2} = 0,943 + 10,08 = 11,02 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,733 + 8,14 = 8,87 \text{ KN.m}$$

**ELS:**

$$M_x = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,792 + 8,676 = 9,468 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,670 + 7,524 = 8,194 \text{ KN.m}$$

**PS:**

Afin de tenir compte des semi encastremets de la dalle au niveau des pourtours, Les moments calculés seront minorés en leurs affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis

## •En travée :

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,02 = 9,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,87 = 7,53 \text{ KN.m}$$

## •En appuis :

$$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,02 = 3,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8,87 = 2,66 \text{ KN.m}$$

**III-6-3) Ferrailage**

Il se fera à l'ELU pour une bonde de (1 ml) de largeur en flexion simple.

Les résultats des calculs relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau ci-dessous

Zone	sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A calculée ( cm <sup>2</sup> )	A adoptée ( cm <sup>2</sup> )	St max. (cm)	St (cm)
Appuis	$l_x$	3,30	0,013	0,993	0,73	4HA10=3.14	33	25
	$l_y$	2,66	0,011	0,994	0,59	4HA10=3.14	45	25
Travée	$l_x$	9,36	0,039	0,980	2,11	4HA12=4.52	33	25
	$l_y$	7,53	0,031	0,984	1,69	4HA12=4.52	45	25

Tab III6.1) Résumé du ferrailage

**III-6-3-1) Vérifications A l'ELU****a)- Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis** :  $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$ .

• **En travée** :  $A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$ .

**b)- Diamètre minimal des barres**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \quad \Rightarrow \quad \phi_{\max} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

**Or :**  $\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$  Condition vérifiée

**c)- Vérification de la contrainte tangentielle**

Les efforts sont Max au voisinage de la charge de levage.

• Suivant  $I_x$  :  $T_u = \frac{Q_u}{2a + b} = \frac{121,5}{2 \times 0,8 + 0,8} = 50,62 \text{ KN}$

• Suivant  $I_y$  :  $T = \frac{Q_u}{3a} = \frac{121,5}{3 \times 0,8} = 50,62 \text{ KN}$

La relation a vérifiée est:  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPA} \} = 3.25 \text{ MPA}$

$$\tau_u = \frac{50,62 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,421 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d)- Vérification de non poinçonnement**

$$Q_u \leq 0.045 u_c h_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec  $u_c$  le périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$Q_u$  : charge de calcul à L'ELU

$$u_c = 2(u+v) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}, \text{ et } Q_u = 121,5 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où : } Q_u \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

**III-6-3-2) Vérifications A l'ELS**

$$M_x = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,792 + 8,676 = 9,468 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,670 + 7,524 = 8,194 \text{ KN.m}$$

➤ En travée :

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9,468 = 8,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,194 = 6,96 \text{ KN.m}$$

➤ En appuis :

$$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 9,468 = 2,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8,194 = 2,45 \text{ KN.m}$$

**a)- Etat limite de déformation**

Dans le cas de dalle appuyé sur les 4 coté, on peut se dispenser du calcul de flèche si les conditions suivantes sont respectées :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \frac{M_{TX}}{20M_x}$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{L_x} = \frac{15}{160} = 0,09 \geq \frac{M_{TX}}{20M_x} = \frac{8,04}{20 \times 9,46} = 0,042 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{3,02}{100 \times 13} = 0,0023 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

⇒ **La flèche est vérifiée**

**b)- Etat limite de fissuration**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

## c)- vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

Sens x-x :➤ **Aux appuis**  $Ma = 2,84 \text{ KN.m}$ 

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,261 \quad \Rightarrow \quad k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.919.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{2,84 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 10^2} = 82,01 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$\leq 348 \text{ Mpa}$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,02 \times 82,01 = 1,64 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée**  $Mt = 8,04 \text{ KN.m.}$ 

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,376 \quad k = 0.026 \text{ et } \beta = 0.905$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{8,04 \times 10^6}{0,905 \times 120 \times 4,52 \times 10^2} = 163,79 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$\leq 348 \text{ Mpa}$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.026 \times 163,79 = 4,25 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

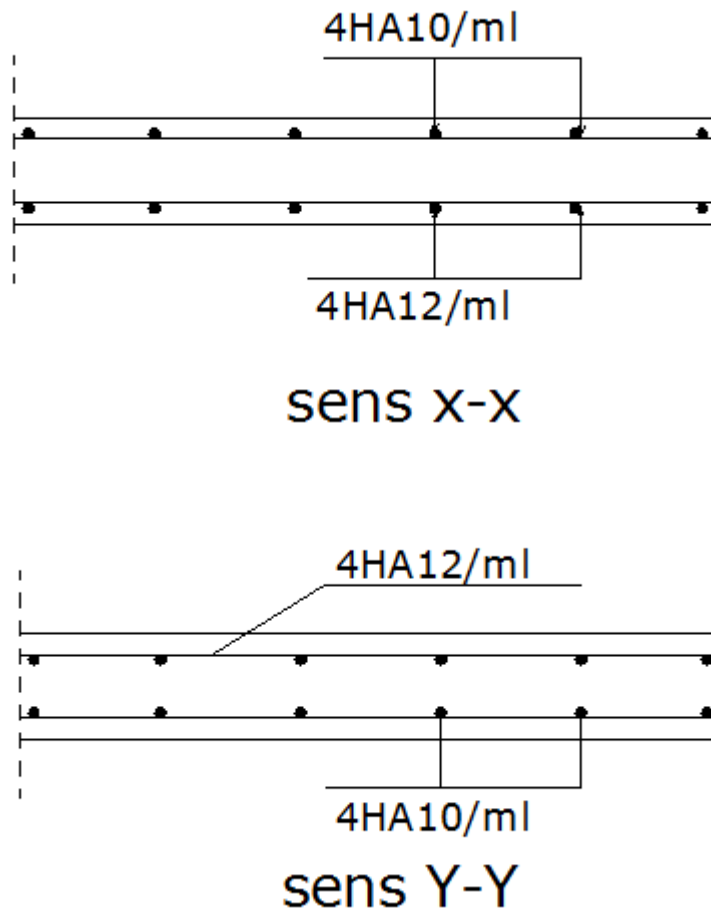


Fig. III.6.2) Ferrailage de la dalle salle machine

CHIV

**Etude dynamique**

### Introduction

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

➤ **Modélisation en masse concentrée**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

➤ **Modélisation en éléments finis**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des noeuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaye tout l'élément puis toute la structure.

### IV-1) Méthodes de calcul

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ses dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable **RPA 4.1.2**)
- par Méthode dynamique qui regroupe :
  - ✓ par la méthode d'analyse modale spectrale
  - ✓ par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

• la méthode d'analyse par accélérogrammes nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

#### IV-1-1) Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2)

##### a) Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

##### b) Conditions d'application (RPA99/Art 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :  
 $H \leq 65$  m pour les zones I ; IIa ; IIb.

$H \leq 30$  m pour la zone III.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le RPA (ART 4.1.2).

### **Remarque**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

## **IV-1-2) Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3)**

### **1. Principe**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

## **IV-2) Caractéristiques de la tour relativement à l'étude dynamique**

- ✓ La tour est classée en groupe d'usage 2 (RPA 2003 3.2).
- ✓ Le sol est de catégorie S3 (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La tour se trouve dans une zone de forte sismicité (Zone III).
- ✓ La tour étudiée fait 38.10 m (R+10) de hauteur, le système structural est constitué de voiles et de portiques béton armé.

## **IV-3) Modélisation de la structure**

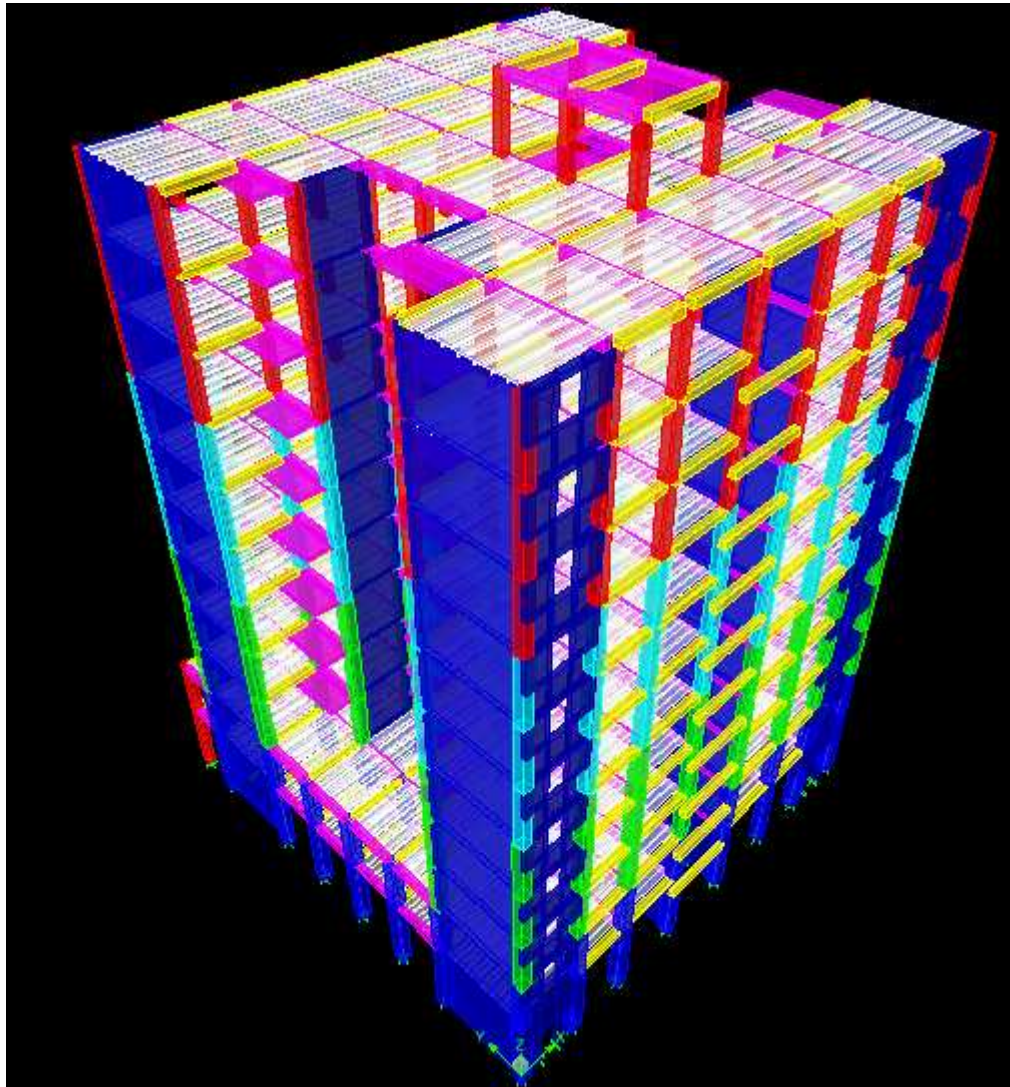
Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS** qui est présenté en annexe, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 12 niveaux.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, acrotère...).

- Les éléments en portique (poteaux-poutres) sont modélisés par des éléments finis de type «*frame*».
- Les voiles et dalles pleines sont modélisés par des éléments de type «*Shell*».
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides.

### **IV-3-1) Hypothèses de la modélisation**

- Pas d'interaction entre le sol et la structure (structure spatiale).
- Encastrement parfait de la structure à la base.
- Les diaphragmes horizontaux sont infiniment rigides



**-Fig. IV.1) Vue en 3D de la structure-**

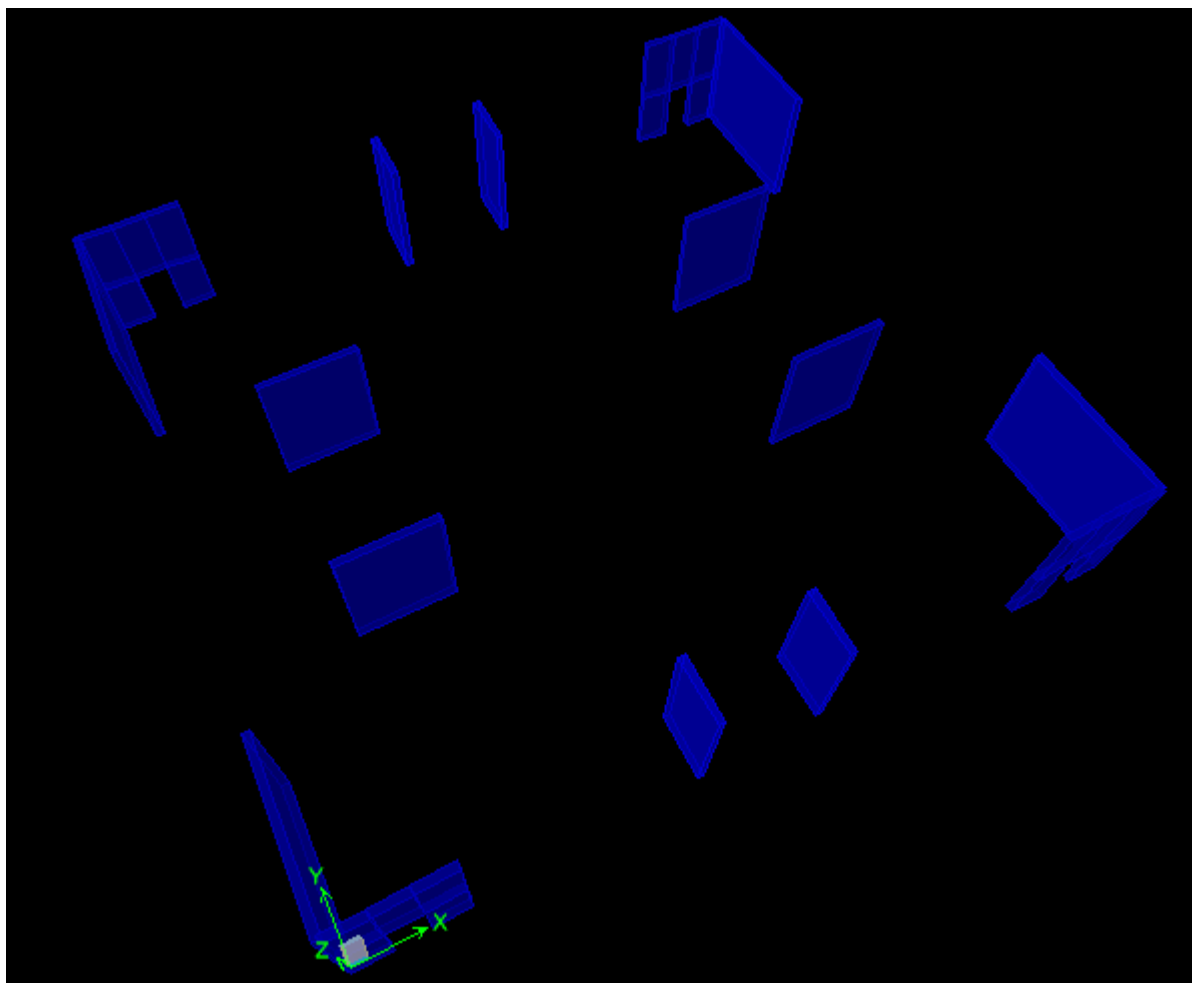
Le système structural choisi est le contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques – voiles.

**4.a Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles (A 3.4 RPA 99 Version 2003) :**

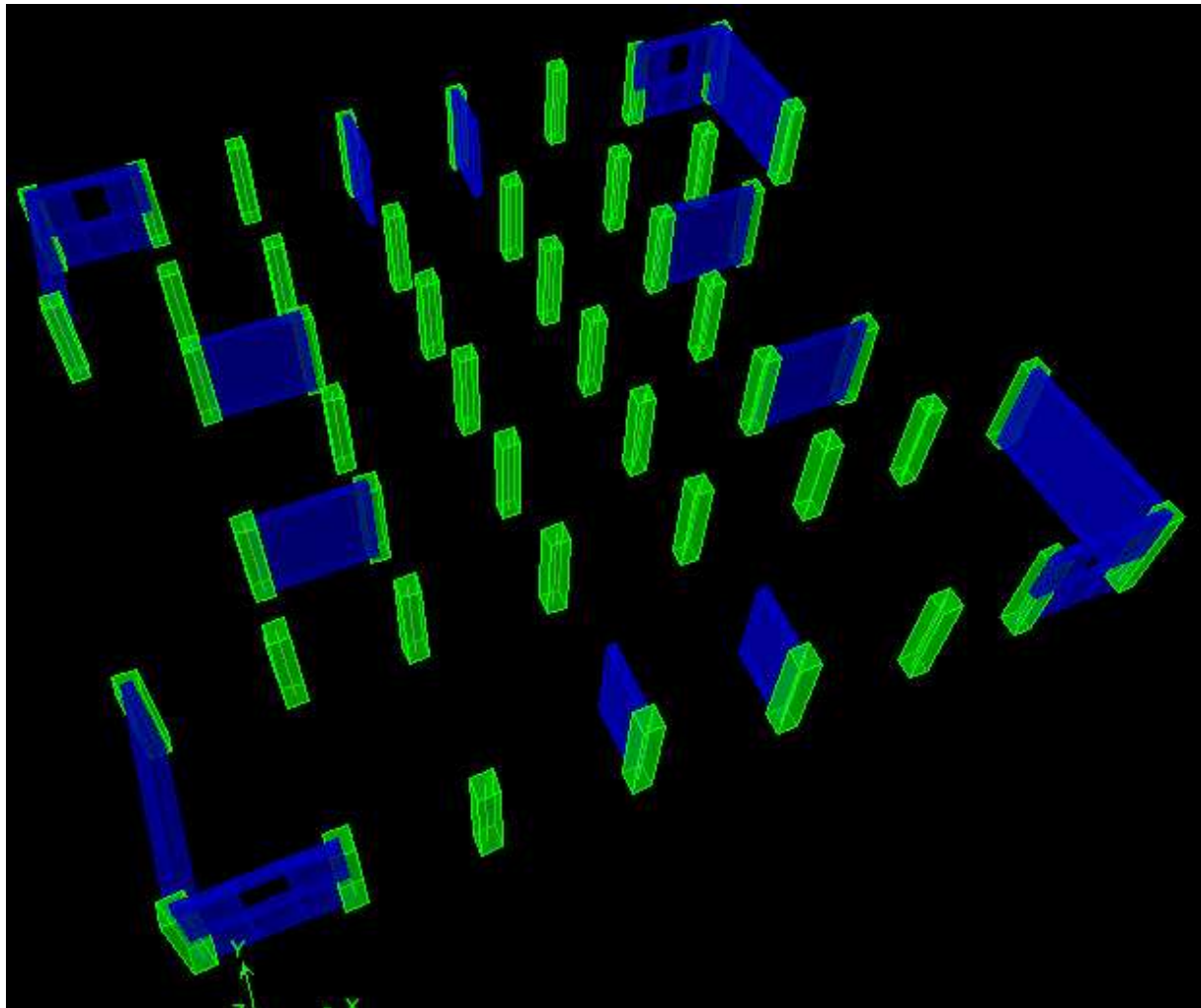
Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.



**-Fig. IV.2) Disposition des voiles dans la structure-**



-Fig. IV.3) Disposition du système de contreventement-

#### IV-3-2) Spectre de réponse

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA art 4.13) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A(1+ T/ T_1 (2,5 \eta (Q/R)-1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta(1,25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} (Q/R) & T \geq 3s \end{cases}$$

- **A**: coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA99) suivant la zone sismique et le groupe d'usage.

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	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

A = 0.25 (Zone III, groupe d'usage 2).

- **η**: facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \frac{7}{\sqrt{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec}$$

- **ξ(%)** : est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le tableau présenté ci-après.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel nous avons une structure mixte voiles-portiques.

donc on prend  $\xi = 8,5 \%$ . D'où  $\eta = 0,816 > 0,7$

- **R** : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3/RPA99).  
R=5 (Mixte portiques/voiles avec interaction)

➤ **T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (Tableau 4.7/RPA99).  
Site meuble (site S3) ⇒ T<sub>1</sub> = 0.15s, T<sub>2</sub> = 0.50s.

➤ **Q**: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$$

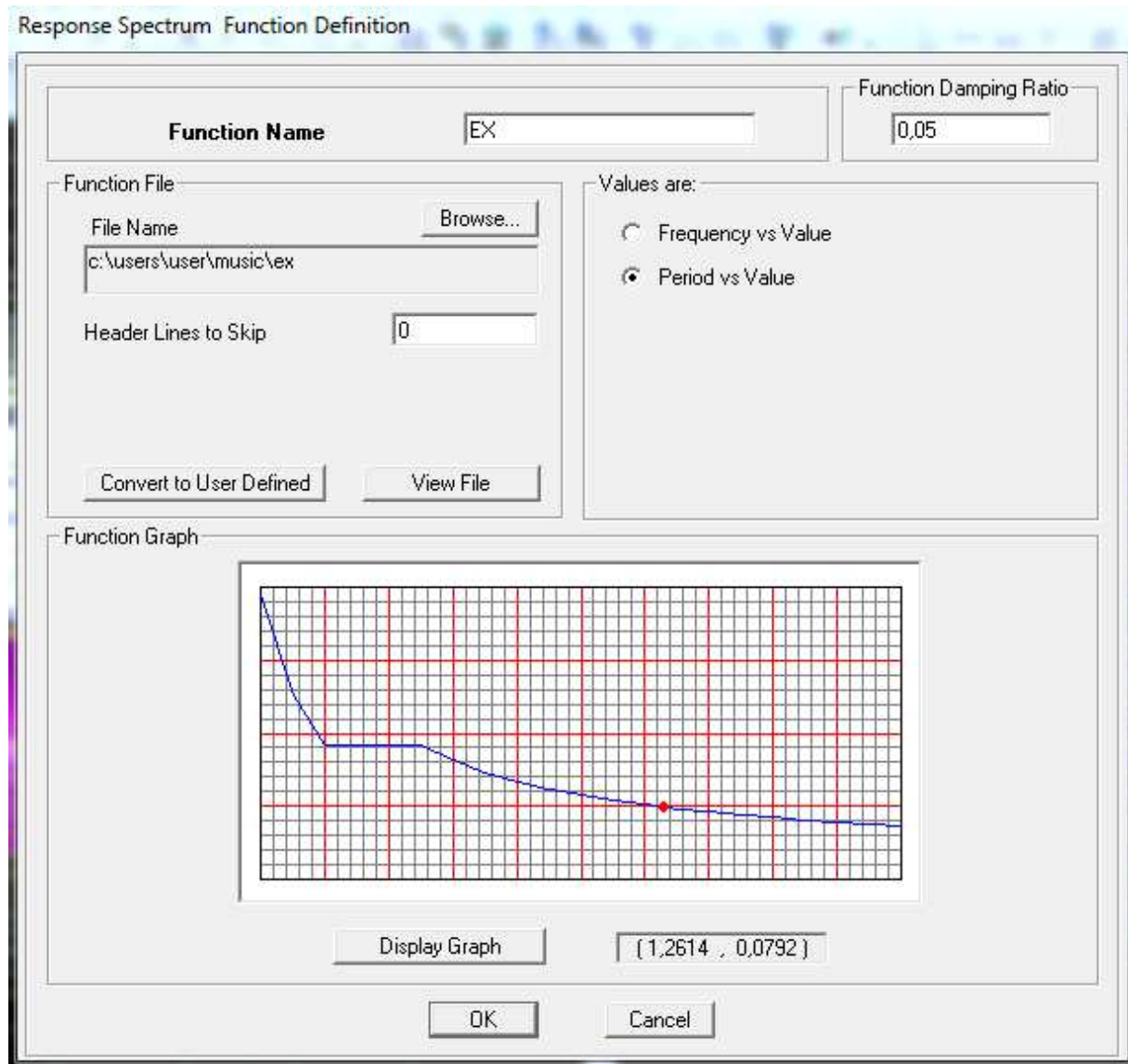
**P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non ; sa valeur est donnée par le tableau (4.4/RPA99).

	SensXX		SensYY	
	P <sub>q</sub>		P <sub>q</sub>	
	obs	Non obs	obs	Non ob
<b>1-Conditions minimales sur les files de contreventement.</b>	/	<b>0,05</b>	/	<b>0,05</b>
<b>2-Redondance en plan</b>	/	<b>0</b>	/	<b>0</b>
<b>3-Régularité en plan</b>	/	<b>0,05</b>	/	<b>0,05</b>
<b>4-Régularité en élévation</b>	<b>0</b>	<b>0,05</b>	/	<b>0,05</b>
<b>5-contrôle de la qualité des matériaux</b>	<b>0</b>	/	<b>0</b>	/
<b>6-Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	<b>0</b>	/	<b>0</b>	/

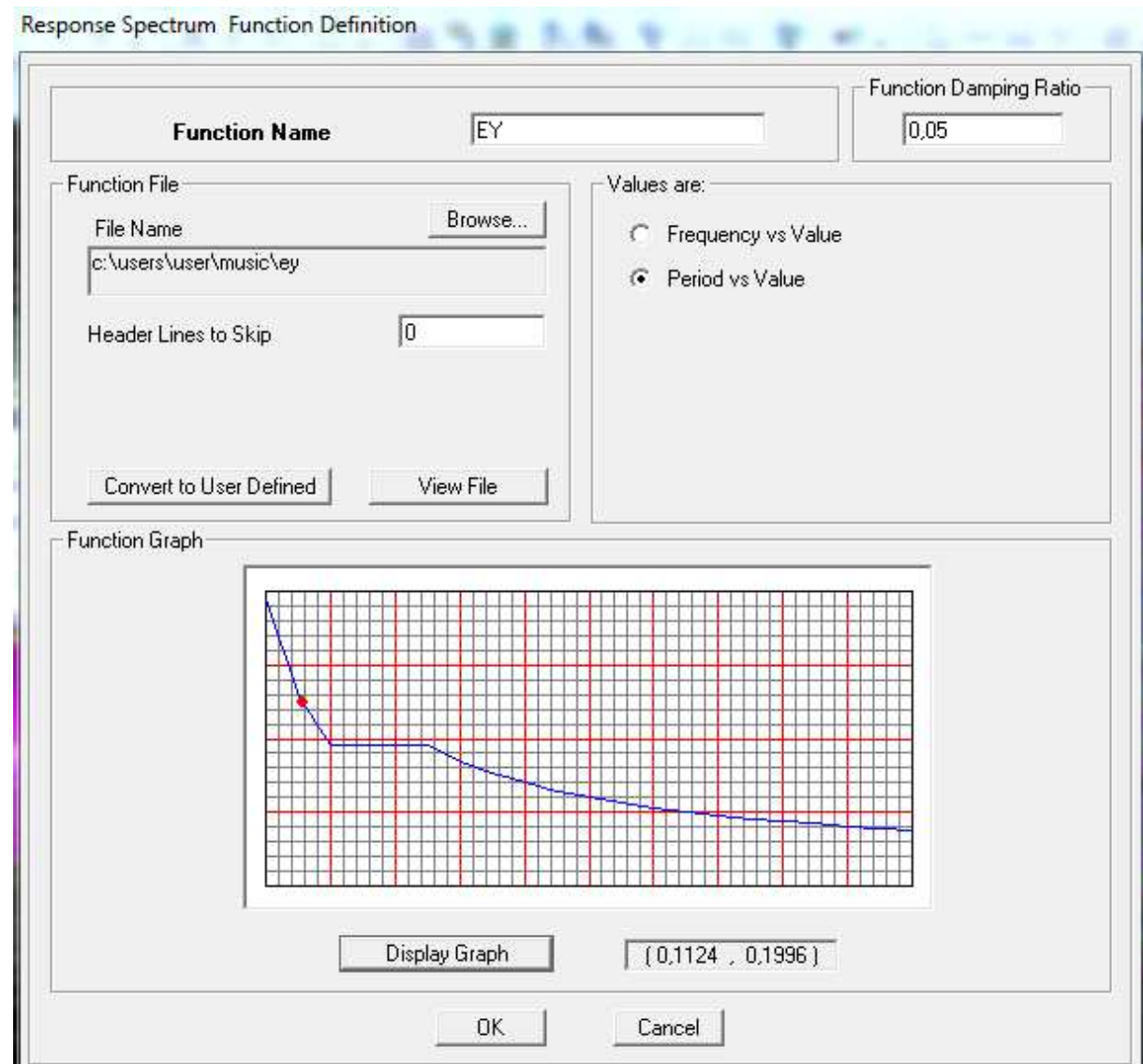
Tab IV.1) Valeurs des pénalités dans les deux sens.

Donc: **Q<sub>x</sub>** = 1,15 et **Q<sub>y</sub>** = 1.15

Ainsi les courbes des spectres de réponses sont données par ETABS comme suit.

**Sens X-X :****- Fig. IV.4) Spectre de répons sens x-x-**

**Sens-Y- Y:**



- Fig. IV.5) Spectre de répons sens x-x-

### IV-3-2) Analyse et justification des résultats de calcul vis-à-vis des conditions du RPA 99 modifié 2003

#### a) Période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale ( $T_f$ ) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le **RPA99 V2003** :

$$T_f = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $N$ .

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par les tableaux 4-6 du RPA99/version2003. ( $C_T=0,05$ )

$D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Les valeurs de  $T$  calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_f = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (38,1)^{0,75} = 0,76s$$

$$T_f = 0,76 \times 1,3 = 0,996s > T_{ETABS} = 0,976s \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

#### b) Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,976141	66,3291	0,0001	0,0000	66,3291	0,0001	0,0000	0,0001
2	0,863953	0,0001	65,6725	0,0000	66,3292	65,6726	0,0000	97,9700
3	0,623237	0,0216	0,0000	0,0000	66,3508	65,6726	0,0000	0,0001
4	0,246289	19,1941	0,0000	0,0000	85,5449	65,6726	0,0000	0,0000
5	0,211513	0,0000	20,8128	0,0000	85,5449	86,4854	0,0000	1,6289
6	0,154627	0,8800	0,0000	0,0000	86,4249	86,4854	0,0000	0,0000
7	0,144697	0,0007	0,0000	0,0000	86,4256	86,4854	0,0000	0,0000
8	0,138854	0,0000	0,8961	0,0000	86,4256	87,3815	0,0000	0,0891
9	0,131559	0,0778	0,0001	0,0000	86,5034	87,3816	0,0000	0,0000
10	0,108881	7,5971	0,0000	0,0000	94,1005	87,3816	0,0000	0,0000
11	0,094764	0,0000	7,5978	0,0000	94,1005	94,9795	0,0000	0,2614
12	0,067771	0,6348	0,0000	0,0000	94,7353	94,9795	0,0000	0,0000

**Constatations**

- Le premier mode est un mode de translation.
- Le deuxième mode est un mode de translation.
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- Le facteur de la participation massique modale atteint les 90% à partir du 7<sup>ème</sup> mode suivant les deux directions (x-x) et (y-y).
- La période fondamentale de la structure est  $T_f = 0,76 \times 1,3 = 0,996s > T_{ETABS} = 0,976s$

**c) Vérification de l'effort tranchant à la base**

- ❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$T_x = \left\{ \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{d_X}} \right\} = 0,71s \quad \text{et} \quad T_y = \left\{ \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{d_Y}} \right\} = 0,70s$$

**W** : Poids total de la structure **W=55523,194 KN**

**T > T<sub>2</sub> dans les deux sens application de la 2eme équation**

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5 (0,816) \left( \frac{0,5}{0,71 \times 1,3} \right)^{2/3} = 1,35$$

$$D_y = 2,5 (0,816) \left( \frac{0,5}{0,70 \times 1,3} \right)^{2/3} = 1,62$$

$$\Rightarrow V_x = \frac{A D Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1,35 \times 1,15}{5} 55523,194 = \mathbf{4309,98KN}$$

$$\Rightarrow V_y = \frac{A D Q}{R} W = \frac{0,25 \times 1,62 \times 1,15}{5} 55523,194 = \mathbf{5171,98 KN}$$

sens	$V_{Dyn}$	$V_{MSE}$	$V_{Dyn}/V_{MSE}$	observation
Transversale	5488,77	4309.98	1.27 > 0.8	Vérifiée
Longitudinale	5900,47	5171.98	1.14 > 0.8	Vérifiée

#### d) Effets de la torsion accidentelle (Art 4.3.7/RPA99)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\mp 0.05L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

##### ❖ Excentricité accidentelle

$$e_x = \mp 0.05L_y$$

$$e_y = \mp 0.05L_x$$

##### ❖ Excentricité théorique

$$e_x = CM_x - CR_x$$

$$e_y = CM_y - CR_y$$

avec : CM : centre de masse et CR centre de torsion.

Story	Centre de masse		$E_x$ théorique		$E_x$ accidentelle		$0.05L_x$	$0.05L_y$
	XCM	YCM	XCR	YCR	$e_x$	$e_y$		
STORY1	11,646	11,107	11,651	10,867	-0.01	0.24	1.165	1.195
STORY2	11,678	11,534	11,652	10,926	0.02	0.61		
STORY3	11,67	10,615	11,653	10,925	0.02	-0.31	1.165	1.08
STORY4	11,645	10,589	11,654	10,909	-0.01	-0.32		
STORY5	11,645	10,584	11,654	10,892	-0.01	-0.31		
STORY6	11,645	10,58	11,653	10,876	-0.01	-0.29		
STORY7	11,645	10,604	11,653	10,861	-0.01	-0.26		
STORY8	11,645	10,575	11,653	10,849	-0.01	-0.28		
STORY9	11,648	10,579	11,653	10,84	-0.01	-0.26		
STORY10	11,644	10,765	11,652	10,832	-0.01	-0.07		
STORY11	11,643	10,756	11,652	10,827	-0.01	-0.07		

Tab IV.2) Excentricités théorique et accidentelle.

## e) Justification vis-à-vis des déformations

## e.1) Vérification des déplacements latéraux inters étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 4).

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \kappa \Delta = 1\% h_e$$

Niv	$\delta_{ex}^k(m)$	$\delta_{ey}^k(m)$	R	$\delta_{ex}^k \times R$	$\delta_{ey}^k \times R$	$\Delta_{kx} (m)$	$\Delta_{kY} (m)$	$\overline{\Delta K}(m)$	observation
story12	0,0309	00264	5	0,1545	0,1320	0,007	00056	3.00	C vérifiée
story11	0,0295	00253	5	0,1475	0,1264	0,015	00134	3.06	C vérifiée
story10	0,0265	00226	5	0,1325	0,1130	0,015	00135	3.06	C vérifiée
story09	0,035	00199	5	0,1175	0,0995	0,016	00140	3.06	C vérifiée
story08	0,0203	00171	5	0,1015	0,0855	0,016	00140	3.06	C vérifiée
story07	0,0171	00143	5	0,0855	0,0715	0,016	00140	3.06	C vérifiée
story06	0,0139	00115	5	0,0695	0,0575	0,016	00140	3.06	C vérifiée
story05	0,0107	00089	5	0,0535	0,0445	0,0145	00130	3.06	C vérifiée
story04	0,0078	00064	5	0,0390	0,0320	0,007	00125	3.06	C vérifiée
story03	0,0052	00042	5	0,0260	0,0210	0,013	00110	3.06	C vérifiée
story02	0,0029	00024	5	0,0145	0,0120	0,0115	00090	3.06	C vérifiée
story01	0,0012	00001	5	0,0060	0,0005	0,0085	001150	4.50	C vérifiée

Tab IV.3) Vérification des déplacements

**e.2) Vérification de l'effet P-Δ (Art 5.9/RPA99) :**

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- ✓ La valeur de la force axiale appliquée.
- ✓ La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- ✓ La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P-Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petite effet P-δ: au niveau des éléments de la structure.

Le RPA99 version 2003 préconise que les effets du 2ème ordre ou les effets PDelta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, Si :

$\theta_k < 0,10$  : les effets du 2eme ordre sont négligés.

$0.10 < \theta_k < 0.20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$ .

$\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \text{ Avec :}$$

**P<sub>k</sub>** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

**V<sub>k</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

**Δ<sub>k</sub>** : déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

**h<sub>k</sub>** : hauteur de l'étage 'K'.

Niv	P(KN)	Sens XX				Snsse YY			
		$\Delta_k(\text{cm})$	$V_{K \times H_K}$	$P_{K \times \Delta_k}$	$\theta_x$	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_{K \times H_K}$	$P_{K \times \Delta_k}$	$\theta_y$
<b>11</b>	308,67	0,007	464,661	2,16	<b>0,0046</b>	0,0056	494,1594	1,728	<b>0,003</b>
<b>10</b>	3592,882	0,015	3348,6192	53,89	<b>0,016</b>	0,0134	3549,2634	48,144	<b>0,013</b>
<b>09</b>	8134,414	0,015	6033,3714	122,01	<b>0,020</b>	0,0135	6445,0332	109,814	<b>0,017</b>
<b>08</b>	12901,364	0,016	7918,6986	206,42	<b>0,026</b>	0,0140	8510,5944	180,619	<b>0,021</b>
<b>07</b>	17677,786	0,016	9444,3534	282,84	<b>0,029</b>	0,0140	10174,0716	247,489	<b>0,024</b>
<b>06</b>	22568,496	0,016	10881,3906	361,09	<b>0,033</b>	0,0140	11730,1122	315,958	<b>0,026</b>
<b>05</b>	27502,268	0,016	12198,5982	440,03	<b>0,036</b>	0,0140	13159,8666	385,031	<b>0,029</b>
<b>04</b>	32436,048	0,0145	13319,8128	470,32	<b>0,035</b>	0,0130	14367,465	421,668	<b>0,029</b>
<b>03</b>	37544,24	0,007	14279,0004	262,81	<b>0,018</b>	0,0125	15371,8182	469,303	<b>0,030</b>
<b>02</b>	42652,44	0,013	15149,3256	554,48	<b>0,036</b>	0,0110	16268,6124	469,176	<b>0,028</b>
<b>01</b>	48927,032	0,0115	16106,3406	562,66	<b>0,034</b>	0,0090	17284,563	440,343	<b>0,025</b>
<b>RDC</b>	55523,194	0,0085	24699,465	471,94	<b>0,019</b>	0,01150	26552,115	638,516	<b>0,024</b>

Tab IV.4) Vérification de l'effet  $P-\Delta$

**f) Justification du système de contreventement**

Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel.

➤ Charges sismiques reprise par les portiques :

Sens xx : 742,83 (13,31%).

Sens yy : 1028.66 (17,36%).

➤ Charges sismiques reprise par les voiles :

Sens xx : 2948.18 (86.69%).

Sens yy : 2896.03 (82.64%).

➤ **Taux de participation des portiques dans la reprise des efforts tranchants de chaque étage :**

*-Sens X-X :*

étage	Eff Tot (KN)	Eff/poteaux (KN)	Eff/poteaux en %	Observation
1	5900.64	1730.01	29.31	vérifié
2	5556.38	1244.24	22.39	Non vérifié
3	5236.46	1379.30	26.34	vérifié
4	4878.52	1548.37	31.73	vérifié
5	4465.83	1291.73	28.92	vérifié
6	3987.35	1356.87	34.02	vérifié
7	3464.50	1395.05	40.26	vérifié
8	2901.32	1043.07	35.95	vérifié
9	2202.36	1015.71	46.11	vérifié
10	1218.21	1205.63	98.96	vérifié

**Tab IV.4) Taux de participation des portiques X-X**

-Sens y-y) :

étage	Eff Tot (KN)	Eff/poteaux (KN)	Eff/poteaux en %	Observation
1	6603.92	1834.83	27.78	vérifié
2	6225.57	1088.49	17.48	Non vérifié
3	5879.47	1234.58	20.99	Non vérifié
4	5485.61	1443.07	26.30	vérifié
5	5022.02	1416.01	28.19	vérifié
6	4483.32	1313.57	29.29	vérifié
7	3893.39	1393.16	35.78	vérifié
8	3250.47	1040.21	32.01	vérifié
9	2448.46	1047.74	42.79	vérifié
10	1342.11	1234.13	91.95	vérifié

**Tab IV.4) Taux de participation des portiques Y-Y**

**Remarque :** 90% des étages sont vérifiés, pour l'étage 2 on peut y remédié en ajoutant arbitrairement aux portiques un taux de 25% au moins de l'effort tranchant de l'étage en question afin de rester toujours dans le même système de contreventement supposé.

#### **Conclusion**

Les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et plus de 80% de la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, les portiques reprennent plus de 25% de l'effort tranchant d'étage donc d'après le RPA 99 version 2003, notre **Système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques.**



# **Ferraillage des poutres**

## V) Ferrailage des poutres

### Introduction

Une **poutre** est une longue pièce mécanique de forme ou d'enveloppe convexe parallélépipédique, conçue pour résister à la flexion. Elle est placée en général en position horizontale, où elle sert alors à supporter des charges au-dessus du vide, les poids de la construction et du mobilier, et à les transmettre sur le côté aux piliers, colonnes ou aux murs sur lesquels elle s'appuie.

### Les combinaisons de calcul

Les poutres seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$ ..... à l'ELU
- $G + Q$ ..... à l'ELS
- $G+Q+E$ .....RPA99 révisé 2003
- $0.8G \pm E$ .....RPA99 révisé 2003

### V.1)- Recommandation pour le ferrailage des poutres

D'après le **RPA 2003 (article 7.5.2)**

#### a) Armatures longitudinales

•Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

-Poutres secondaires (35x30) :  $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$

-Poutres principales (35x40) :  $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 40 = 7,00 \text{ cm}^2$

•Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

-Poutres principales (35x40) :

En zone courante :  $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement :  $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires de (30x35) :

En zone courante :  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement :  $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de :

- $40 \phi$  en zone I et II

- $50 \phi$  en zone III

#### **b) Armatures transversales**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003.S.b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:  $S \leq \text{Min} (h/4, 12\phi, 30) \text{ cm}$

- En dehors de la zone nodale:  $S \leq h/2$

La valeur du diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V.2)- Tableaux des résultats des efforts internes issus du calcul automatique effectué par le logiciel ETABS :**

**V-2-1) Poutres Principales Non Adhérées aux voiles**

Niveau	PP	COMBINAISON	DISTANCE (m)	V <sub>2</sub> (KN)	T (KN)	M3 (KN.m)	Nature
1	B36	ELU	2,4	13,65	-0,58	53,676	Travée
1	B54	GQEYMIN	0,275	-73,31	9,262	-68,187	Appui
2	B15	ELU	2,4	9,89	0,601	44,141	Travée
2	B54	GQEYMIN	0,275	-85,19	6,258	-81,509	Appui
3	B36	ELU	2,4	9,31	-0,682	45,043	Travée
3	B36	GQEYMIN	0,25	-83,81	2,894	-79,464	Appui
4	B36	ELU	2,4	8,45	-0,759	44,718	Travée
4	B36	GQEYMIN	0,25	-86,85	2,849	-86,245	Appui
5	B36	ELU	2,4	7,93	-0,842	45,345	Travée
5	B36	GQEYMIN	0,25	-87,91	2,782	-88,424	Appui
6	B15	ELU	2,4	7,4	0,931	46,21	Travée
6	B19	GQEYMIN	0,225	-99,29	-4,28	-93,283	Appui
7	B15	ELU	2,4	6,72	0,932	45,881	Travée
7	B19	GQEYMIN	0,225	-103,8	-4,387	-98,748	Appui
8	B15	ELU	2,4	6,43	1,035	46,85	Travée
8	B19	GQEYMIN	0,225	-101,6	-4,480	-4,576	Appui
9	B15	ELU	2,4	6,34	1,08	48,475	Travée
9	B19	GQEYMIN	0,20	-97,53	-4,791	-94,669	Appui
10	B15	ELU	2,4	5,52	1,101	47,163	Travée
10	B19	GQEYMIN	0,2	-101,2	-4,795	-98,841	Appui
11	B36	ELU	2,4	5,89	-0,895	48,791	Travée
11	B19	GQEYMIN	0,2	-76,36	3,481	-71,538	Appui

**V-2-2) Poutres Principales Adhérées aux voiles :**

Niveau	PP	COMBINAISON	DISTANCE (m)	V <sub>2</sub> (KN)	T (KN)	M3 (KN.m)	Nature
1	B27	ELU	1,2	1,89	0,596	21,9	Travée
1	B34	GQEYMIN	3,00	18,07	-0,042	-86,842	Appui
2	B27	ELU	1,2	3,82	0,467	19,10	Travée
2	B27	GQEYMIN	3,00	0,96	-1,129	-100,78	Appui
3	B27	ELU	1,2	7,33	0,538	19,913	Travée
3	B34	GQEYMIN	3	-6,99	-0,336	-122,076	Appui
4	B27	ELU	1,2	9,97	0,561	20,66	Travée
4	B34	GQEYMIN	3	-12,84	-0,436	-136,816	Appui
5	B27	ELU	1,2	11,71	0,593	21,184	Travée
5	B34	GQEYMIN	3	-14,64	-0,494	-144,649	Appui
6	B27	ELU	1,2	14,72	0,657	21,731	Travée
6	B34	GQEYMIN	3	-13,19	-0,521	-150,917	Appui
7	B27	ELU	1,2	17,11	0,675	22,402	Travée
7	B34	GQEYMIN	3	-12,82	-0,533	-155,354	Appui
8	B27	ELU	1,2	18,43	0,707	22,629	Travée
8	B34	GQEYMIN	3	-8,81	-0,511	-153,827	Appui
9	B27	ELU	1,2	20,22	0,792	22,734	Travée
9	B34	GQEYMIN	3	-2,66	-0,485	-150,642	Appui
10	B27	ELU	1,2	22,04	0,688	23,255	Travée
10	B34	GQEYMIN	3	-0,46	-0,375	-150,115	Appui
11	B164	ELU	3,6	-24,77	-0,426	22,47	Travée
11	B165	GQEYMIN	1,8	-11,23	-2,465	-151,496	Appui

**V-2-3) Poutres SECONDAIRES :**

Niveau	PS	COMBINAISON	DISTANCE (m)	V <sub>2</sub> (KN)	T (KN)	M3 (KN.m)	Nature
1	B102	ELU	1,625	-8,72	0,004	21,456	Travée
1	B107	GQEXMIN	0,275	-43,39	-0,219	-44,764	Appui
2	B102	ELU	1,625	-8,37	0,007	20,785	Travée
2	B107	GQEXMIN	0,275	-58,71	-0,214	-65,399	Appui
3	B102	ELU	1,621	-8,48	0,012	20,844	Travée
3	B111	GQEXMIN	2,75	- 39,71	-0,263	-84,134	Appui
4	B102	ELU	1,621	-8,46	0,014	20,847	Travée
4	B111	GQEXMIN	2,75	-45,95	-0,32	-97,446	Appui
5	B102	ELU	1,621	-8,44	0,019	20,947	Travée
5	B111	08GMEXMIN	2,75	-55,58	-0,41	-97,947	Appui
6	B102	ELU	1,618	-8,55	0,020	21,256	Travée
6	B65	08GMEXMIN	0,225	-78,76	-0,43	-99,174	Appui
7	B111	ELU	0,225	8,60	-0,023	21,302	Travée
7	B65	08GMEXMIN	0,225	-80,82	-0,435	-101,551	Appui
8	B69	ELU	0,225	9,61	0,038	22,701	Travée
8	B111	08GMEXMIN	2,775	-52,16	-0,578	-104,211	Appui
9	B94	ELU	3,400	-4,84	-0,431	23,951	Travée
9	B65	08GMEXMIN	0,2	-74,28	-0,568	-97,261	Appui
10	B69	ELU	0,2	11,71	0,056	25,965	Travée
10	B111	08GMEXMIN	2,8	-42,55	-0,431	-96,128	Appui
11	B94	ELU	3,4	-7,31	-0,821	26,195	Travée
11	B111	GQEXMIN	2,8	-23,91	-1,101	-90,87	Appui

### V-3) Ferrailages

#### V-3-1) Ferrailages des poutres principales

Les sections des armatures des poutres que ce soit en travée ou en appui sont calculées automatiquement à l'aide du logiciel « Socotec ».

Avec :  $M_{el}$  : Moment max à l'ELU.

$M_{sa}$  : Moment max du aux combinaisons accidentelles.

#### V-3-1-1) Poutres principales non adhérees aux voiles

##### a) Ferrailage en travée

Niv	$M_{el}$ (KN.m)	$A_{s\ el}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	$A_{s\ adopté}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ [cm <sup>2</sup> ]
1	53,676	4,26	<b>3HA14</b>	4,62	7,00
2	44,141	3,47	<b>3HA14</b>	4,62	7,00
3	45,043	3,55	<b>3HA14</b>	4,62	7,00
4	44,718	3,52	<b>3HA14</b>	4,62	7,00
5	45,345	3,57	<b>3HA14</b>	4,62	7,00
6	46,21	3,64	<b>3HA14</b>	4,62	7,00
7	45,881	3,62	<b>3HA14</b>	4,62	7,00
8	46,850	3,70	<b>3HA14</b>	4,62	7,00
9	48,475	3,83	<b>3HA14</b>	4,62	7,00
10	47,163	3,72	<b>3HA14</b>	4,62	7,00
11	48,791	3,86	<b>3HA14</b>	4,62	7,00

## b) Ferrailage aux appuis

Niv	$M_{\text{elu}}$ (KN.m)	$A_{s \text{ elu}}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	$A_{s \text{ adopté}}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ [cm <sup>2</sup> ]
1	-68,187	4,67	<b>3HA14+1HA12</b>	5,75	7,00
2	-81,509	5,62	<b>3HA14+1HA12</b>	5,75	7,00
3	-79,464	5,48	<b>3HA14+1HA12</b>	5,75	7,00
4	-86,245	5,97	<b>3HA14+2HA12</b>	6,88	7,00
5	-88,424	6,13	<b>3HA14+2HA12</b>	6,88	7,00
6	-93,283	6,49	<b>3HA14+2HA12</b>	6,88	7,00
7	-98,748	6,89	<b>3HA14+2HA12</b>	6,88	7,00
8	-96,596	6,73	<b>3HA14+2HA12</b>	6,88	7,00
9	-94,669	6,59	<b>3HA14+2HA12</b>	6,88	7,00
10	-98,841	6,90	<b>3HA14+2HA14</b>	7,70	7,00
11	-71,538	4,91	<b>3HA14+1HA12</b>	5,75	7,00

**Résumé :**

1<sup>er</sup>, 2<sup>em</sup>, 3<sup>em</sup> et le 11<sup>eme</sup> Niveau :

-Lit inférieur : **3HA14 filantes+1HA12chapeaux**

-Lit supérieur : **3HA14 filantes+1HA12chapeaux**

Du 4<sup>eme</sup> au 9<sup>eme</sup> Niveau :

-Lit inférieur : **3HA14 filantes+2HA12chapeaux**

-Lit supérieur : **3HA14 filantes+2HA12chapeaux**

10<sup>eme</sup> Niveau :

-Lit inférieur : **3HA14 filantes+2HA14chapeaux**

-Lit supérieur : **3HA14 filantes+2HA14chapeaux**

## V-3-1-2) Ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles

## a) Ferrailage en travée

Niv	$M_{\text{elu}}$ (KN.m)	$A_{s \text{ elu}}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	$A_{s \text{ adopté}}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ [cm <sup>2</sup> ]
1	21,90	1,69	3HA14	4,62	7,00
2	19,10	1,47	3HA14	4,62	7,00
3	19,91	1,53	3HA14	4,62	7,00
4	20,66	1,59	3HA14	4,62	7,00
5	21,18	1,63	3HA14	4,62	7,00
6	21,73	1,68	3HA16	6,03	7,00
7	22,40	1,73	3HA16	6,03	7,00
8	22,62	1,75	3HA16	6,03	7,00
9	22,73	1,75	3HA16	6,03	7,00
10	23,25	1,79	3HA16	6,03	7,00
11	22,47	1,73	3HA16	6,03	7,00

## b) Ferrailage aux appuis

Niv	$M_{\text{elu}}$ (KN.m)	$A_{s \text{ elu}}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	$A_{s \text{ adopté}}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ [cm <sup>2</sup> ]
1	-86,842	5,98	3HA14+2HA12	6,88	7,00
2	-100,78	7,04	3HA14+3HA12	8,01	7,00
3	-122,07	8,65	3HA14+3HA14	9,23	7,00
4	-136,81	9,80	3HA14+3HA16	10,65	7,00
5	-144,64	10,42	3HA14+3HA16	10,65	7,00
6	-150,91	10,92	3HA16+3HA16	12,06	7,00
7	-155,35	11,28	3HA16+3HA16	12,06	7,00
8	-153,82	11,15	3HA16+3HA16	12,06	7,00
9	-150,64	10,90	3HA16+3HA16	12,06	7,00
10	-150,15	10,86	3HA16+3HA16	12,06	7,00
11	-151,49	10,96	3HA16+3HA16	12,06	7,00

**Résumé :**

Du 6<sup>ème</sup> au 11<sup>ème</sup> niveau :

-Lit inférieur : **3HA16filantes+3HA16chapeaux**

-Lit supérieur : **3HA16filantes+3HA16chapeaux**

4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> niveau :

-Lit inférieur : **3HA14filantes+3HA16chapeaux**

-Lit supérieur : **3HA14filantes+3HA16chapeaux**

1<sup>er</sup> niveau :

-Lit inférieur : **3HA14filantes+2HA12chapeaux**

-Lit supérieur : **3HA14filantes+2HA12chapeaux**

2<sup>ème</sup> niveau :

-Lit inférieur : **3HA14filantes+3HA12chapeaux**

-Lit supérieur : **3HA14filantes+3HA12chapeaux**

3<sup>ème</sup> niveau :

-Lit inférieur : **3HA14filantes+3HA14chapeaux**

-Lit supérieur : **3HA14filantes+3HA14chapeaux**

**V-3-2) Ferrailages des poutres secondaires**

a) en travée

Niv	M <sub>elu</sub> (KN.m)	A <sub>s elu</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>s adopté</sub> [cm <sup>2</sup> ]
1	21,456	1,92	<b>3HA12</b>	3,39
2	20,785	1,85	<b>3HA12</b>	3,39
3	20,844	1,86	<b>3HA14</b>	4,62
4	20,847	1,86	<b>3HA14</b>	4,62
5	20,947	1,87	<b>3HA14</b>	4,62
6	21,256	1,90	<b>3HA14</b>	4,62
7	21,302	1,90	<b>3HA14</b>	4,62
8	22,701	2,03	<b>3HA14</b>	4,62
9	23,951	2,15	<b>3HA14</b>	4,62
10	25,965	2,33	<b>3HA14</b>	4,62
11	26,195	2,35	<b>3HA14</b>	4,62

## b) aux appuis:

Niv	M <sub>sa</sub> (KN.m)	A <sub>s sa</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>s adopté</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s min</sub> [cm <sup>2</sup> ]
1	-44,764	3,51	5HA12	5,65	5,25
2	-65,399	5,21	5HA12	5,65	5,25
3	-84,134	6,82	3HA14+2HA14	7,7	5,25
4	-97,446	7,99	3HA14+3HA14	9,23	5,25
5	-97,947	8,04	3HA14+3HA14	9,23	5,25
6	-99,174	8,15	3HA14+3HA14	9,23	5,25
7	-101,55	8,36	3HA14+3HA14	9,23	5,25
8	-104,21	8,60	3HA14+3HA14	9,23	5,25
9	-97,261	7,98	3HA14+3HA14	9,23	5,25
10	-96,128	7,88	3HA14+3HA14	9,23	5,25
11	-90,870	7,41	3HA14+2HA14	7,7	5,25

## Résumé :

1<sup>er</sup> étage et 2<sup>ème</sup> niveau :

-Lit inférieur : 3HA12filantes+2HA12chapeaux

-Lit supérieur : 3HA12filantes+2HA12chapeaux

3<sup>ème</sup> et 11<sup>ème</sup> niveau :

-Lit inférieur : 3HA14filantes+3HA14chapeaux

-Lit supérieur : 3HA14filantes+3HA14chapeaux

Du 4<sup>ème</sup> au 10<sup>ème</sup> niveau :

-Lit inférieur : 3HA14filantes+2HA14chapeaux

-Lit supérieur : 3HA14filantes+2HA14chapeaux

#### V-4) Vérifications à l'ELU

##### a) Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$\text{-Poutres principales (35x40): } A_{\min} = \frac{0,23 \times 35 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,60 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

$$\text{-Poutres secondaires (35x30): } A_{\min} = \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{«Condition vérifiée»}$$

##### b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant (Art A.5.1/BAEL91) :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Il est théoriquement nécessaire d'effectuer des vérifications à l'ELU et à l'ELS ; les phénomènes de fissuration et de déformation dus à l'effort tranchant étant moindre à l'ELS qu'à l'ELU, le règlement prévoit que seul l'ELU sera vérifié. La justification à l'ELS se traduit uniquement par des dispositions constructives.

Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente ( $\tau_u$ ), prise

conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad \text{avec } T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

- Poutres principales non adhérees aux voiles :

$$\tau_u = \frac{109,35 \times 10^3}{300 \times 380} = 0,959 \text{ MPa}$$

- Poutres principales adhérees aux voiles :

$$\tau_u = \frac{83,69 \times 10^3}{300 \times 380} = 0,734 \text{ MPa}$$

- Poutres secondaires PS :

$$\tau_u = \frac{59,73 \times 10^3}{300 \times 380} = 0,523 \text{ MPa}$$

**c) Etat limite ultime du béton de l'âme (Art A.5.1,21/BAEL91)**

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right\} = 3,33 \text{Mpa}$$

Poutres principales non adhérees aux voiles :

$$\tau_u = 0,959 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}$$

➤ Poutres principales adhérees aux voiles :

$$\tau_u = 0,734 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}$$

➤ Poutres secondaires PS :

$$\tau_u = 0,341 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}$$

**d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art A.5.1,32/BAEL91) :**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ , on doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui

une section d'armature pour équilibrer un moment égal à :  $(T_u - \frac{M_u}{0,9d})$

Donc la section d'armatures inférieures :  $A \geq (T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{1}{\sigma_s}$

➤ Poutres principales non adhérees aux voiles :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 109,35 - \frac{79,603}{0,9 \times 0,38} = -123,40 < 0$$

➤ Poutres principales adhérees aux voiles :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 83,69 - \frac{71,484}{0,9 \times 0,38} = -149,06 < 0$$

➤ Poutres secondaires PS :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 59,73 - \frac{25,911}{0,9 \times 0,33} = -27,51 < 0$$

Conclusion : Pour les 3 poutres les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

**e) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (Art A.5.1,32/BAEL91) :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales non adhérees aux voiles :

$$T_u = 109,35 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4x \frac{0,9 \times 0,38 \cdot 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 892,17 \text{ kN}$$

- Poutres principales adhérees aux voiles :

$$T_u = 83,69 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4x \frac{0,9 \times 0,38 \cdot 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 892,17 \text{ kN}$$

- Poutres secondaires PS :

$$T_u = 59,73,15 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4x \frac{0,9 \times 0,33 \cdot 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 774,78 \text{ kN}$$

#### f) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\sum U_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres .

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

- Poutres principales non adhérees aux voiles :

$$3\text{HA}14 + 1\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 16,956 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{109,35 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,38 \times 0,196} = 1,89 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se}$$

- Poutres principales adhérees aux voiles :

$$3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 20,724 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{83,69 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,38 \times 0,207} = 1,18 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se}$$

- Poutres secondaires :

$$3\text{HA}12 + 2\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{59,73 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,33 \times 0,188} = 1,06 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se}$$

#### Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0,6x \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835$$

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 42,33 \text{ cm}$ . On prend  $l_s = 43 \text{ cm}$

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 49,38 \text{ cm}$ . On prend  $l_s = 50 \text{ cm}$

Pour les  $\Phi 16$  :  $l_s = 56,44 \text{ cm}$ . On prend  $l_s = 57 \text{ cm}$

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. On prend  $l_s = 17$  cm

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 19.75$  cm. On prend  $l_s = 20$  cm

Pour les  $\Phi 16$  :  $l_s = 22.58$  cm. On prend  $l_s = 23$  cm

### **Diamètre des armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$\Phi_l$  : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal.

**Poutres principales :**  $\Phi_t \leq \min(11,43\text{mm}, 12\text{mm}, 30\text{mm}) = 11,43\text{mm}$

**Poutres secondaires :**  $\Phi_t \leq \min(10\text{mm}, 12\text{mm}, 30\text{mm}) = 10\text{mm}$

Soit :  $\Phi_t = 8\text{mm}$ .

On optera pour : 1 cadre + 1 étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ .

### **V-5) Vérifications au RPA 99/Version 2003**

#### **a) Espacements des armatures :**

➤ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_t, 30\text{cm}\right)$

Poutres principales (35x40) :  $S_t = 10\text{cm}$ .

Poutres secondaires (30x35) :  $S_t = 8,75\text{cm}$ .

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

➤ **Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales (35x40) :  $S_t = 20\text{cm}$ .

Poutres secondaires (30x35) :  $S_t = 17,5\text{cm}$ .

Soit :  $S_t = 15\text{cm}$ .

#### **b) Délimitation de la zone nodale :**

-  $L' = 2 \times 40 = 80$  cm : poutres principales.

-  $L' = 2 \times 35 = 70$  cm : poutres secondaires.

#### **Remarque :**

Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

#### **c) Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

### V-6) Vérifications à l'ELS

#### a) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

#### b) Etat limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [\text{MPa}].$$

-On détermine  $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d}$

-déduire les valeurs de  $\beta_1$  et  $K_1$ .

-les contraintes valent alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

#### b.1) poutres principales :

En travée des poutres non adhérees aux voiles									
Niveau	$M_s^{\max}$	$A_{su}$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
1	38,17	4,62	0,408	0,902	36,02	241,04	6,69	15	Vérifiée
2	31,75	4,62	0,408	0,902	36,02	200,49	5,56		Vérifiée
3	32,41	4,62	0,408	0,902	36,02	204,66	5,68		Vérifiée
4	32,18	4,62	0,408	0,902	36,02	203,21	5,64		Vérifiée
5	32,63	4,62	0,408	0,902	36,02	206,05	5,72		Vérifiée
6	33,25	4,62	0,408	0,902	36,02	209,97	5,82		Vérifiée
7	33,02	4,62	0,408	0,902	36,02	210,60	5,84		Vérifiée
8	33,72	4,62	0,408	0,902	36,02	212,93	5,91		Vérifiée
9	34,89	4,62	0,408	0,902	36,02	220,32	6,11		Vérifiée
10	34,89	4,62	0,408	0,902	36,02	220,32	6,11		Vérifiée
11	35,93	4,62	0,408	0,902	36,02	226,89	6,30		Vérifiée

Aux appuis des poutres non adhérentes aux voiles									
Niveau	$M_s^{\max}$	Asu	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
1	46,85	5,75	0,500	0,893	31,73	240,10	<b>7,56</b>	15	Vérifiée
2	41,97	5,75	0,500	0,893	31,73	215,09	<b>6,78</b>		Vérifiée
3	45,18	5,75	0,500	0,893	31,73	231,54	<b>7,29</b>		Vérifiée
4	47,54	6,88	0,598	0,886	28,86	205,23	<b>7,11</b>		Vérifiée
5	48,64	6,88	0,598	0,886	28,86	209,98	<b>7,27</b>		Vérifiée
6	51,31	6,88	0,598	0,886	28,86	221,51	<b>7,67</b>		Vérifiée
7	53,25	6,88	0,598	0,886	28,86	229,89	<b>7,96</b>		Vérifiée
8	53,49	6,88	0,598	0,886	28,86	230,92	<b>8,00</b>		Vérifiée
9	54,61	6,88	0,598	0,886	28,86	235,75	<b>8,16</b>		Vérifiée
10	57,38	7,70	0,669	0,881	27,02	219,60	<b>8,21</b>		Vérifiée
11	45,20	5,75	0,500	0,893	31,73	231,65	<b>7,30</b>		Vérifiée

## b.2) Poutres secondaires :

Etat limite de compression du béton aux travées des poutres secondaires									
Niveau	$M_s^{\max}$	Asu	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
1	15,40	3,39	0,342	0,909	39,95	151,40	<b>3,79</b>	15	Vérifiée
2	14,95	3,39	0,342	0,909	39,95	126,81	<b>3,17</b>		Vérifiée
3	15,00	4,62	0,466	0,897	33,54	109,68	<b>3,27</b>		Vérifiée
4	15,00	4,62	0,466	0,897	33,54	109,68	<b>3,27</b>		Vérifiée
5	15,00	4,62	0,466	0,897	33,54	109,68	<b>3,27</b>		Vérifiée
6	15,00	4,62	0,466	0,897	33,54	109,68	<b>3,27</b>		Vérifiée
7	15,00	4,62	0,466	0,897	33,54	109,68	<b>3,27</b>		Vérifiée
8	16,35	4,62	0,466	0,897	33,54	119,55	<b>3,56</b>		Vérifiée
9	17,32	4,62	0,466	0,897	33,54	126,64	<b>3,77</b>		Vérifiée
10	18,72	4,62	0,466	0,897	33,54	136,88	<b>4,08</b>		Vérifiée
11	18,72	4,62	0,466	0,897	33,54	136,88	<b>4,08</b>		Vérifiée

Etat limite de compression du béton aux appuis des poutres secondaires									
Niveau	$M_s^{\max}$	Asu	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
1	18,50	5,65	0,570	0,888	29,64	112,75	3,80	15	Vérifiée
2	18,50	5,65	0,570	0,888	29,64	112,75	3,80		Vérifiée
3	18,82	7,7	0,777	0,873	24,30	88,48	3,64		Vérifiée
4	19,39	9,23	0,932	0,864	21,76	73,67	3,38		Vérifiée
5	21,40	9,23	0,932	0,864	21,76	81,31	3,73		Vérifiée
6	24,05	9,23	0,932	0,864	21,76	91,38	4,19		Vérifiée
7	26,64	9,23	0,932	0,864	21,76	101,22	4,65		Vérifiée
8	27,46	9,23	0,932	0,864	21,76	105,02	4,82		Vérifiée
9	31,40	9,23	0,932	0,864	21,76	119,31	5,48		Vérifiée
10	31,40	9,23	0,932	0,864	21,76	119,31	5,48		Vérifiée
11	29,86	7,7	0,777	0,873	24,30	134,60	5,53		Vérifiée

### c)- Etat limite de déformation :

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

D'après les règles du **BAEL91 modifié99 (A.6.5.2)**, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

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

-a fin de se mettre dans les conditions les plus défavorables pour effectuer un calcul forfaitaire on adoptera les valeurs selon les critères suivants :

$A$  : Armatures adoptée en travée. (On prendra  $A_s$ max).

$f_e$  : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

$M_t$  : Moment max à l'ELS.

$M_0$  : Moment max isostatique. (On fera le calcul pour la poutre la moins sollicitée).

$L$  : longueur de la travée on prendra  $L_{\max}$ .

**Lmax ps 3.6 Mt=18,72 m0=45,12 As=3,39x2=6,78**

**Lmax pp 4.8 Mt=35,93 m0=98,97 As=4,62x2**

➤ **Poutres principale :**

- 1)  $\frac{h}{l} = \frac{40}{480} = 0.083 \geq 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- 2)  $\frac{h}{l} = 0.083 > \frac{35.93}{10 \times 98.97} = 0.036 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- 3)  $\frac{9,24}{30 \times 38} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

➤ **Poutres secondaires :**

- 1)  $\frac{h}{l} = \frac{35}{360} = 0.09 \geq 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- 2)  $\frac{h}{l} = 0.083 > \frac{18,72}{10 \times 45.12} = 0.041 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- 3)  $\frac{6,78}{30 \times 33} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

**Conclusion :**

Que ce soit dans les poutres principales ou secondaires Les trois conditions sont vérifiées, alors on se dispense de la vérification de la flèche.

❖ **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- a  $\frac{1}{5}$  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.
- a  $\frac{1}{4}$  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.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée

CH VI

# Ferraillage des poteaux

**VI)- ferrailage des poteaux****- Introduction**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

a- 1.35 G+1.5 Q : à l'ELU

-G + Q : à l'ELS

b- :G +Q ± E RPA 2003

0.8G ± E : RPA 2003

En procédant à des vérifications à l'ELS.

Suivants les combinaisons les plus défavorables, dans les deux sens et en tenant

Compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal de compression ou de traction et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.

**VI-1) Recommandation du RPA 2003**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, Le diamètre minimal est de **12 mm**,

- La longueur minimale de recouvrement est de 50 cm (zone III),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$• h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$$

**a) Armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans Crochets :

- Le pourcentage minimum est de 0,9 % (zone III).

$$\text{-Poteaux (55x55) : } A_{S \text{ min}} = 0.009 \times 55 \times 55 = 27.22\text{cm}^2$$

$$\text{-Poteaux (50x50) : } A_{S \text{ min}} = 0.009 \times 50 \times 50 = 22.5\text{cm}^2$$

$$\text{-Poteaux (45x45) : } A_{S \text{ min}} = 0.009 \times 45 \times 45 = 18.22\text{cm}^2$$

$$\text{-Poteaux (40x40) : } A_{S \text{ min}} = 0.009 \times 40 \times 40 = 14.4\text{cm}^2$$

- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

➤ Zone courante :

$$\text{-Poteaux (55x55) : } A_{S \text{ max}} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteaux (50x50) : } A_{S \text{ max}} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$$

$$\text{-Poteaux (45x45) : } A_{S \text{ max}} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$$

$$\text{-Poteaux (40x40) : } A_{S \text{ max}} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

➤ Zone de recouvrement :

$$\text{Poteaux (55x55) : } A_{S \text{ max}} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteaux (50x50) : } A_{S \text{ max}} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteaux (45x45) : } A_{S \text{ max}} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

-Poteaux (40x40) :  $A_{S \max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

### b) Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

### Le rôle des armatures transversales consiste à

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$ : Effort tranchant de calcul.

$h_1$ : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales,  $f_e=400 \text{ Mpa}$ .

$\rho_a$ : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$$\rho_a = 2,5 \text{ Si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ Si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5$$

$t$  : Espacement des armatures transversales :

$t \leq 10 \text{ cm}$  en zone nodal. (Zone III)

$t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1)$  en zone courante, avec  $\varnothing_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale (  $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  en %) est donnée par

0,3% si  $\lambda_g \geq 5$     0,8 % si  $\lambda_g \leq 3$     Par interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$

Avec :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\frac{l_f}{b}$  avec  $a$  et  $b$ , les dimensions de la section du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10  $\Phi$  minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\Phi > 12 \text{ cm}$ ) pour permette une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

**VI-2) Calcul du ferrailage des poteaux****VI-2-1) Etape de calcul en flexion composée à l'ELU**

a) On calcule l'effort de compression centré maximal supportable par le béton :

$$N_b^{\max} = b \times h \times f_{bc}$$

b) On calcule le coefficient de remplissage  $\psi_1$  égal au rapport entre l'effort normal réel et l'effort de compression centré maximal

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_b^{\max}} = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}}$$

c) On compare le coefficient  $\psi_1$  à 0,81

➤ si  $\psi_1 \leq 0,81$  : On détermine l'excentricité critique  $\zeta$  :

$$\psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})}$$

$$\psi_1 \geq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{(3\psi_1 - 1)(1 - \psi_1)}{4\psi_1}$$

On calcule  $e_{nc} = \zeta \times h$  et  $e = \frac{M_u}{N_u}$

$e \leq e_{nc} \Rightarrow$  la section est entièrement comprimée et l'ELU n'est pas atteint, on place le pourcentage minimal d'armatures

$e > e_{nc} \Rightarrow$  la section est partiellement comprimée et l'ELU peut ne pas être atteint

➤ si  $\psi_1 > 0,81$  :

On détermine le coefficient « x »

$$x = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \psi_1 \left( 0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{e}{h} \right)}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$$

$x \geq 0,19 \Rightarrow$  la section est partiellement comprimée.

$0 \leq x < 0,19 \Rightarrow$  la section est entièrement comprimée et pas besoin d'aciers inférieurs  $A_s$ , mais seulement d'aciers supérieurs  $A_s'$

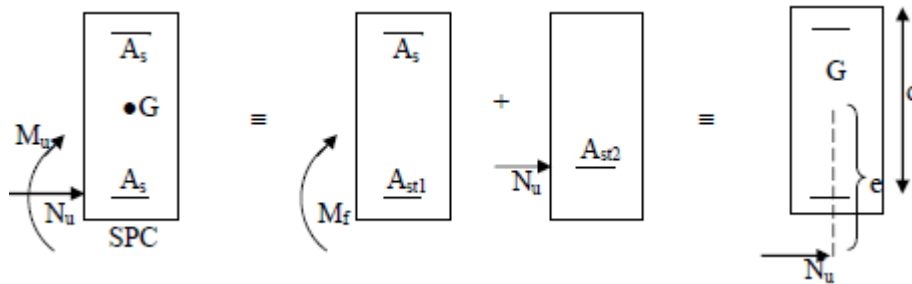
## VI-2-2) Dimensionnement

- Section partiellement comprimée

- On calcul un moment de flexion fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left( e + d - \frac{h}{2} \right)$$

- Calcul des armatures : on calcul les armatures de la section étudiée en flexion simple sous le moment fictif.



-Fig. VI.1) Schéma de calcul en flexion composé-

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si :  $\mu \leq \mu_1 = 0,392$  la section est simplement armée

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si :  $\mu \geq \mu_1 = 0,392$  la section est doublement armée

On calcul :

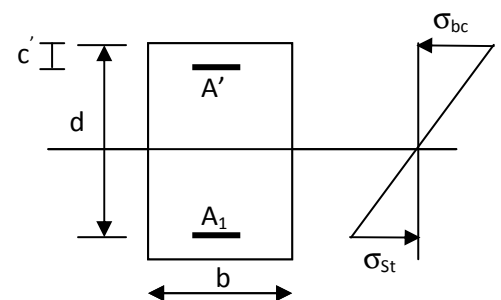
$$M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$



La section réelle d'armature :  $A_s = A'_s$  ;  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

• **Section entièrement comprimée :**

Les sections d'armatures valent :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = \frac{N_u - (d - 0,5h + e) - b \times h \times f_{bc} (d - 0,5h)}{(d - d') \sigma'_{s2}} \\ A'_s = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma'_{s2}} - A_s \end{array} \right.$$

$\sigma'_{s2}$  Contrainte de compression des aciers correspondant à une déformation de 2 ‰

❖ Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ». Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

Etage	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Comb	Section b×h (Cm <sup>2</sup> )	Obs	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC et 1er étage	N <sub>max</sub> =2031.30	M <sub>cor</sub> =10.85	0.8G+EY	55x55	SEC	0	0	27,20	29,15	8HA20+2HA16
	N <sub>min</sub> =-2854.08	M <sub>cor</sub> = -46.47	G+Q+EY		SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> = -616.68	M <sub>max</sub> = 103.58	G+Q+EY		SEC	0	0			
Etages 2,3 et4	N <sub>max</sub> =1559.21	M <sub>cor</sub> =19.01	0.8G+EY	50x50	SEC	0	0	22,5	24,62	4HA20+6HA16
	N <sub>min</sub> =-2288.04	M <sub>cor</sub> = -42.90	G+Q+EY		SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> = -616.68	M <sub>max</sub> = 103.58	G+Q+EY		SEC	0	0			
Etages 5,6 et7	N <sub>max</sub> =646.40	M <sub>cor</sub> =31.24	0.8G+EY	45x45	SEC	0	0	18,22	19,17	8HA16+2HA14
	N <sub>min</sub> =-1194.77	M <sub>cor</sub> =-14.58	G+Q+EY		SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> =-403.61	M <sub>max</sub> =104.31	G+Q+EY		SEC	0	0			
Etages 8,9 et10	N <sub>max</sub> =132.85	M <sub>cor</sub> =4.43	0.8G+EY	40x40	SEC	0	0	14,4	14,57	8HA14+2T12
	N <sub>min</sub> =-544.30	M <sub>cor</sub> =-12.24	G+Q+EY		SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> =-47.41	M <sub>max</sub> =98.01	G+Q+EY		SEC	0				

Tab. VI.1) Ferrailage des poteaux

**VI-3) Vérifications****VI-3-1) Vérification a l'ELU****a)-Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{T_u}{b d} < \overline{\tau_{bu}} \quad \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Où  $\rho_d$  est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est Supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

$$l_f = 0.707l_0 \Rightarrow \lambda_g = \frac{0.707l_0}{a}$$

**-Poteaux (55x55) :**

## ▪ (RDC)

$$\lambda_g = 5.91 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\tau_u = \frac{61.55 \times 10^3}{55 \times 53 \times 10^2} = 0.21 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{bu}} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

▪ 1<sup>ère</sup> étage

$$\lambda_g = 3.67 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{bu}} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

**-Poteaux (50x50) :**

$$\lambda_g = 4.04 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\tau_u = 0.22$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{bu}} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

**-Poteaux (45x45) :**

$$\lambda_g = 4.49 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\tau_u = 0.43$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{bu}} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

**-Poteaux (40x40) :**

$$\lambda_g = 5.05 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\tau_u = 0.44$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{bu}} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

**Conclusion :** Les contraintes tangentielles sont admissibles.

**b)- Calcul des armatures transversales**

- **Diamètre des armatures transversales**

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$\phi_l$  : Diamètre max des armatures longitudinales.

Soit deux cadres de HA 8 =  $A_t = 2.02 \text{ cm}^2$

- **Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

**-Poteaux (55x55) :**

- **En zone nodale :**

$$s_t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow s_t = 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$s_t \leq \text{Min} (b_l/2, h_l/2, 10 \phi_1) \leq \text{Min} (27,5 ; 16) \Rightarrow s_t = 15 \text{ cm}$$

**-Poteaux (50x50) :**

- **En zone nodale :**

$$s_t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow s_t = 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$s_t \leq \text{Min} (b_l/2, h_l/2, 10 \phi_1) \leq \text{Min} (25 ; 16) \Rightarrow s_t = 15 \text{ cm}$$

**-Poteaux45x45 :**

➤ En zone nodale :

$$s_t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow s_t = 10 \text{ cm}$$

➤ En zone courante :

$$s_t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1) \leq \text{Min} (22,5 ; 14) \Rightarrow s_t = 12 \text{ cm}$$

**-Poteaux40x40 :**

➤ En zone nodale :

$$s_t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow s_t = 10 \text{ cm}$$

➤ En zone courante :

$$s_t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1) \leq \text{Min} (20 ; 12) \Rightarrow s_t = 12 \text{ cm}$$

• Longueurs de recouvrement :

$$l_f = 50 \varnothing_t = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

• Vérification de la quantité d'armatures (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

-Si  $\lambda_g \geq 5$  .....  $A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b_1$

-Si:  $\lambda_g \leq 3$  .....  $A_t \text{ min} = 0,8\% St \times b_1$

-Si :  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  ..... Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

**-Poteaux (55x55) :**

▪ RDC

$$\lambda_g = 5.91 > 5$$

➤ En zone nodale :

$$A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b_1 = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2$$

➤ En zone courante :

$$A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b_1 = 0.003 \times 15 \times 55 = 2,47 \text{ cm}^2$$

▪ 1<sup>ère</sup> étage:

**-Poteaux (55x55) :**

$$\lambda_g = 3.67 < 5$$

➤ En zone nodale :

$$A_t \text{ min} = 0,55\% St \times b_1 = 0.0055 \times 10 \times 55 = 3.02 \text{ cm}^2$$

➤ En zone courante :

$$A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b_1 = 0.003 \times 15 \times 55 = 2,47 \text{ cm}^2$$

**-Poteaux (50x50) :**

$$\lambda_g = 4.04 < 5$$

➤ **En zone nodale :**

$$A_t \text{ min} = 0,55\% St \times b1 = 0.0055 \times 10 \times 50 = 2.75 \text{ cm}^2$$

➤ **En zone courante :**

$$A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b1 = 0.0055 \times 15 \times 50 = 3.75 \text{ cm}^2$$

**-Poteaux 45x45 :**

$$\lambda_g = 4.49 < 5$$

➤ **En zone nodale :**

$$A_t \text{ min} = 0,55\% St \times b1 = 0.0055 \times 10 \times 45 = 2.47 \text{ cm}^2$$

➤ **En zone courante :**

$$A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b1 = 0.0055 \times 12 \times 45 = 2.97 \text{ cm}^2$$

**-Poteaux 40x40 :**

$$\lambda_g = 5.05 > 5$$

➤ **En zone nodale :**

$$A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b1 = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2$$

➤ **En zone courante :**

$$A_t \text{ min} = 0,3\% St \times b1 = 0.003 \times 12 \times 40 = 1.44 \text{ cm}^2$$

Les sections minimales du RPA sont vérifiées avec un écartement de 10cm en zone nodale et 12cm en zone courante pour tous les poteaux.

### VII -3-2) Vérification à l'ELS

#### Etat limite de compression du béton [BAEL 91A.4.5.2]

On calcul les contraintes du béton et de l'acier dans les deux directions et on les compare aux contraintes admissibles afin de vérifier les sections adoptées à l'ELS

-Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

-Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bs}$  : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{ss}$  : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

$\sigma_{bi}$  : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{si}$  : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

**Vérification d'une Section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :  $y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé ;

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$  ;

$l_c$  : la distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec :  $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

• Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

• Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Puis on fait la vérification.

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée**

-On calcul l'aire de la section homogène totale :  $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$

-On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)}$$

-On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot [A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie :  $\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$

**Remarque**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

**Condition de non fragilité :**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Vérification des contraintes à l'ELS :

Poteau	N (KN)	M <sub>3-3</sub> KN.m	A <sub>st</sub> Cm <sup>2</sup>	A <sub>sc</sub> Cm <sup>2</sup>	Nat	σ <sub>bc</sub> Mpa		σ <sub>bc</sub> inf	σ <sub>st</sub> Mpa		σ <sub>s</sub> Mpa	obs
						Sup	inf		Sup	inf		
(55x55)	N <sub>max</sub> =-29,82	-5,94	29,15	29,15	SE	0,2	0,0	15	2,9	0,8	348	Ok
	N <sub>min</sub> =-1428.2	-1,02			C	3,7	3,7	15	55,5	54,8	348	Ok
	N <sub>cor</sub> =1179.6	39,27			C	3,9	2,2	15	57	34,2	348	Ok.
(50x50)	N <sub>max</sub> =-228	15,33	24,62	24,62	SE	1,2	0,3	15	16,8	4,7	348	Ok
	N <sub>min</sub> =-1140,1	-4,94			C	3,7	3,5	15	55,9	52	348	Ok
	N <sub>cor</sub> =-678,8	33,23			C	3,1	1,2	15	45,2	19	348	Ok
(45x45)	N <sub>max</sub> =-106	-1,29	19,17	19,17	SE	0,5	0,4	15	6,8	5,5	348	Ok
	N <sub>min</sub> =-732.2	-5,29			C	3,0	2,6	15	45,3	39,7	348	Ok
	N <sub>cor</sub> =326.7	30,20			C	2,4	0,1	15	35	2,9	348	Ok
(40x40)	N <sub>max</sub> =-6.88	-1,74	14,57	14,57	SE	0,1	0,0	15	1,9	1,4	348	Ok
	N <sub>min</sub> =-395.8	-8,89			C	2,4	1,4	15	35	22	348	Ok
	N <sub>cor</sub> =-41	26,07			C	1,8	0,0	15	24	35,9	348	Ok

Tab. VI.2) Vérification à l'ELS

**Conclusion :** Toutes les conditions sont vérifiées,

Le tableau suivant représente le choix des barres et leurs espacements :

Poteau	Barres (longitudinale)	Barres (transversale)	St cm (z.courante)	St cm (z.nodale)
55X55	8HA20+2HA16	2φ8	15	10
50X50	4HA20+6HA16	2φ8	15	10
45X45	8HA16+2HA14	2φ8	12	10
40X40	8HA14+2HA12	2φ8	12	10

**Délimitation de la zone nodale :**

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm \right\}$$

$h_e$  : hauteur libre du poteau.

➤ RDC :  $h' = \max \left\{ \frac{410}{6}; 55; 55; 60cm \right\} = 68,33cm$  On prend  $h' = 70cm$

➤ Etage courant :  $h' = \max \left\{ \frac{266}{6}; 50; 50; 60cm \right\} = 60cm$



# **Ferraillage des voiles**

**Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour réduire le calcul on a décomposées la structure en deux zones de calcul :

- **Zone I:** RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étage.
- **Zone II :** 5<sup>eme</sup> .....10<sup>eme</sup> étage.

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande largeur (d).

❖ **Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAE91  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \\ 1.35G + 1.5 Q \end{array} \right.$
- Selon le RPA révisé 2003  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$

**VII) Ferrailage des voiles :**

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

**VII.1) Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier :

$$V=V'=L/2$$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}l_c\right)$$

Avec :

h<sub>e</sub> : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L<sub>c</sub> : la longueur de la zone comprimée

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues

➤ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

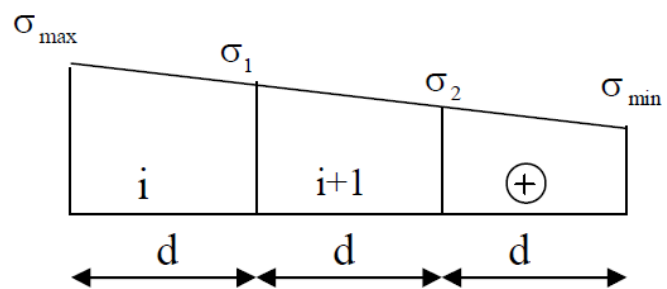


Fig. VII.1) Diagramme des contraintes dans une SEC

➤ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ Avec } \sigma_s = 348\text{MPa}$$

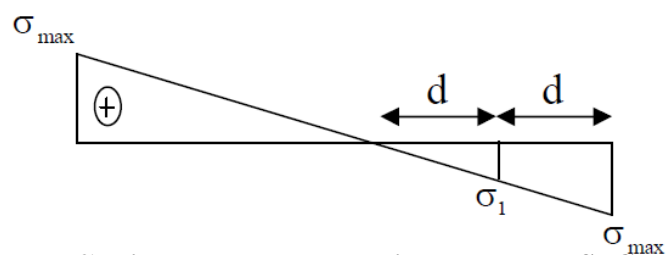


Fig. VII.2) Diagramme des contraintes dans une SPC

➤ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

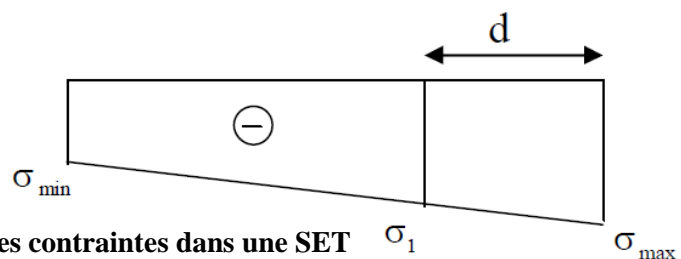


Fig. VII.3) Diagramme des contraintes dans une SET

**VII.1.1) Armatures verticales**

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier = 400 MPa.

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier = 400 MPa.

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier = 400MPa.

- ❖ **Armatures minimales :**

- **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

- **Pour une Section entièrement tendue :**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0.15\% B \right\}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e} ; 0.005 B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

**VII.1.2) Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \Phi$  et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

$A_h \geq 0.15\%B$  **Globalement dans la section du voile.**

$A_h \geq 0.10\%B$  **En zone courante.**

**B : Section du béton.**

**$A_v$ : Section d'armature verticale.**

### **VII.1.3) Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

### **VII.1.4) 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T=1.4V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### **VII.1.5) Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

### **VII.1.6) Dispositions constructives**

#### **a) Espacement : (Art 7.7.4.3 RPA99 ver 2003).**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$s_t \leq \min\{1.5e, 30cm\}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la longueur du voile.

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

**b) Longueur de recouvrement**

Elles doivent être égales à :

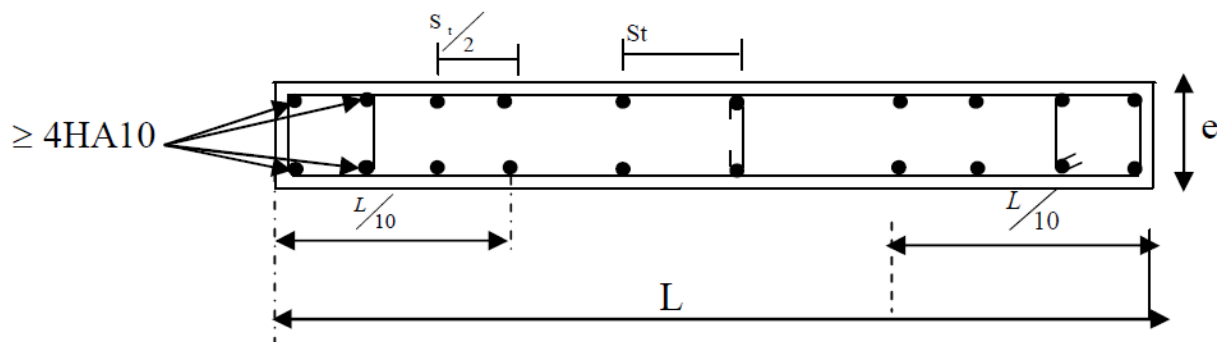
- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts  
Est possible.

- $20\Phi$  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

$\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.



**Fig. VII.4) Disposition des armatures verticales**

**VII.2) Vérifications à L'ELS**

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

-D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec } \tau_b = \frac{V}{b_0.d}$$

$$V = 1.4V_{u,calcul}$$

Avec :

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

h : Hauteur totale de la section brute

-D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Avec :

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

## ❖ Exemple de calcul (zone I) :

Soit à calculer le ferrailage du voile latérale **VL1, SPC** :

$$L = 4.80\text{m.}$$

$$e = 0.20 \text{ m .}$$

$$\sigma_{max}=7064.01\text{kn/m}^2.$$

$$\sigma_{min}=-9856.34 \text{ kn/m}^2$$

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$$L_c = 2.003 \text{ m} \rightarrow L_t = L - L_c = 2.8\text{m.}$$

Le découpage du diagramme est en bandes de longueur:

On prend

- $d = 1,43 \text{ m.}$
- $d_2 = (L/2) - d$

**-1er e bande:**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} \cdot (L_t - d)}{L_t} = -4517.49 \text{ KN / m}^2$$

$$\left[ N_1 = \left( \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right] = -1642.72 \text{ KN}$$

**-Armatures verticales :**

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{S2}} = 47,31 \text{ cm}^2$$

**- 2ème bande :**

- $d_2 = (L/2) - d = 0.97\text{m}$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = -438.19 \text{ KN}$$

**Armatures verticales :**

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_{S2}} = 12.59 \text{ cm}^2$$

**-Armatures minimales :**

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0.23B f_{t28}}{400}; 0.005B \right\}$$

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 \times 143 \times 20 \times 2.1}{400}; \frac{143 \times 20 \times 0.5}{100} \right\}$$

$$A_{min} = 14,30 \text{ cm}^2$$

**➤ Armatures horizontales :**

$$A_h \geq \max \left( \frac{A_v}{4}; 0.15\% B \right) \quad A_h \geq \max \left( \frac{47.31}{4}; \frac{0.15 \times 143 \times 20}{100} \right)$$

$$A_h \geq 11.82 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \frac{11.82}{2} = 5.91 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

On adopte : 6HA 16/ml (e=15cm).

**➤ Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

$$\text{Soit : } \begin{cases} A_1 = \frac{A_{v1}}{2} = 23.65 \text{ cm}^2 \\ A_1 = 8 \text{ HA } 20 / \text{nappe} = 25,13 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_2 = \frac{A_{v2}}{2} = 6.29 \text{ cm} \\ A_2 = 5 \text{ HA } 20 / \text{nappe} = 15.71 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \end{cases}$$

**- Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\text{➤ BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{552.06 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4250} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{➤ RPA 2003 : } \tau_b = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.4 \times 552.06 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4250} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

**-Vérification à l'ELS:**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15.A} = \frac{6540,32 \times 10}{425 \times 20 + 15 \times 23,65} = 6,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

-Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

➤ **Voiles pleins longitudinaux (VL1 et VL2) Tab. VII.1)**

	Zone		l	l
	<b>Caractéristiques géométriques</b>	L	(m)	4.80
e		(m)	0.20	0.20
B		(m <sup>2</sup> )	0.96	0.36
<b>Sollicitation De Calcul</b>	$\sigma_{\max}$	(KNf/m <sup>2</sup> )	7064.01	1415.52
	$\sigma_{\min}$	(KNf/m <sup>2</sup> )	-9856.34	-8819.84
	Nature de la section		SPC	SPC
	Lc	(m)	2.15	0.52
	Lt	(m)	2.65	1.28
	d	(m)	1.43	0.36
	$\sigma_1$	(KNf/m <sup>2</sup> )	-4517.49	-6339,2
	N <sub>1</sub>	KNf	-1642.72	-545.72
	N <sub>2</sub>	KNf	-438.19	-342.32
	V <sub>u</sub>	KNf	552.06	102.88
	T	KNf	772.88	144.03
	N <sub>s</sub>	KNf	6540.3	5461.4
	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	23.60	13.26
		A <sub>v2</sub>	(cm <sup>2</sup> )	12.58
A <sub>v min</sub>		(cm <sup>2</sup> )	14,30	4,34
A <sub>vj</sub>		(cm <sup>2</sup> )	/	/
Choix de la section		bande1	8HA20	7HA16
Section adoptée		bande1	24.94	14.07

<b>Ferraillage</b>	Choix de la section	bande2	5HA20	5HA16
	Section adoptée	bande2	15.71	10.05
	Espacement	bande1	15	12
		bande2	15	12
	Ah	(cm <sup>2</sup> )	5.90	3.41
	A <sub>h min</sub>	(cm <sup>2</sup> )	11.80	3.36
	Ah choix		6HA16	4HA14
	Sect/ml/nappe			
	Section adoptée		12.06	6.15
Espacement	(cm)	15	12	
<b>Vérification Des Contraintes</b>	At	4 épingles de HA8/m		
	$\overline{\tau}_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.65	0.43
	$\overline{\tau}_u=2.5$	$\tau_u$	0.89	0.31
	$\overline{\sigma}_{bc}=15$	$\sigma_{bc}$	6,57	1.43

	Zone		II	II
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L	(m)	4.80	1.80
	e	(m)	0.20	0.20
	B	(m <sup>2</sup> )	0.96	0.36
<b>Sollicitation De Calcul</b>	$\sigma_{\max}$	(KNf/m <sup>2</sup> )	3117.16	2792.20
	$\sigma_{\min}$	(KNf/m <sup>2</sup> )	-3911.83	-5904.41
	Nature de la section		SPC	SPC
	Lc	(m)	2.11	0.57
	Lt	(m)	2.19	1.23
	d	(m)	1.47	0.38
	$\sigma_1$	(KNf/m <sup>2</sup> )	-1691.60	-4243
	N <sub>1</sub>	KNf	-823.70	-365.33
	N <sub>2</sub>	KNf	-157.31	-229.12
	V <sub>u</sub>	KNf	408.62	75.23

	T	KNf	572.07	107.51
	N <sub>s</sub>	KNf	3954.22	3370.53
	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	11.83	9.13
<b>Ferrailage</b>	A <sub>v2</sub>	(cm <sup>2</sup> )	2.27	5.72
	A <sub>v min</sub>	(cm <sup>2</sup> )	14,70	4,34
	A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	/	/
	Choix de la section	bande1	8HA16	7HA14
	Section adoptée	bande1	16.09	10.77
	Choix de la section	bande2	5HA16	5HA14
	Section adoptée	bande2	10.05	7.70
	Espacement	bande1	15	12
		bande2	15	12
	A <sub>h</sub>	(cm <sup>2</sup> )	2.95	1.14
	A <sub>h min</sub>	(cm <sup>2</sup> )	5,91	2.28
	A <sub>h</sub> choix	Sect/ml/nappe	4HA14	4HA12
	Section adoptée		6.15	4.52
	Espacement	(cm)	15	12
	<b>Vérification Des Contraintes</b>	A <sub>t</sub>	4 épingles de HA8/m	
$\bar{\tau}_b=5\text{MPa}$		$\tau_b$	0.66	0.24
$\bar{\tau}_u=2.5$		$\tau_u$	0.47	0.33
$\bar{\sigma}_{bc}=15$		$\sigma_{bc}$	4,04	0.87

## ➤ Ferrailage des voiles (VT1 et VT2). Tab. VII.2)

	Zone		I	II
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L	(m)	3,00	3.00
	e	(m)	0.20	0.20
	B	(m <sup>2</sup> )	0.60	0.60
<b>Sollicitation De Calcul</b>	$\sigma_{\max}$	(KNf/m <sup>2</sup> )	4064.00	3432.68
	$\sigma_{\min}$	(KNf/m <sup>2</sup> )	7896.23	-3978.34
	Nature de la section		SPC	SPC
	Lc	(m)	1.24	1.38
	Lt	(m)	1.76	1.62
	d	(m)	0.81	0.92
	$\sigma_1$	(KNf/m <sup>2</sup> )	-4219.98	-1672,7
	N <sub>1</sub>	KNf	-975.08	-510.03
	N <sub>2</sub>	KNf	-291.17	-97.01
	V <sub>u</sub>	KNf	106.95	76,62
	T	KNf	149.73	107.20
	N <sub>s</sub>	KNf	5679.93	3585.87
	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	14.01	7.32
	<b>Ferrailage</b>	A <sub>v2</sub>	(cm <sup>2</sup> )	4.18
A <sub>v min</sub>		(cm <sup>2</sup> )	8,10	9,20
Choix de la section		bande1	5HA20	5HA16
Section adoptée		bande1	15.71	10.07
Choix de la section		bande2	5HA16	5HA14
Section adoptée		bande2	10.05	7.70
Espacement		bande1	15	15
		bande2	15	15
A <sub>h</sub>	(cm <sup>2</sup> )	3.04	1.83	

	$A_{h \min}$	(cm <sup>2</sup> )	6,09	3.66
	Ah choix	Sect/ml/nappe	4HA14	4HA12
	Section adoptée		6.15	4.52
	Espacement	(cm)	15	15
<b>Vérification Des Contraintes</b>	At	4 épingles de HA8/m		
	$\bar{\tau}_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	1.02	0.65
	$\bar{\tau}_u=2.5$	$\tau_u$	0.73	0.46
	$\bar{\sigma}_{bc}=15$	$\sigma_{bc}$	3,10	1.84

➤ **Ferrailage des voiles avec ouvertures (trumeaux). Tab. VII.3**

	Zone		I	II
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L	(m)	1.10	1.10
	e	(m)	0.20	0.20
	B	(m <sup>2</sup> )	0.22	0.22
<b>Sollicitation De Calcul</b>	$\sigma_{\max}$	(KNf/m <sup>2</sup> )	4212.92	2764.27
	$\sigma_{\min}$	(KNf/m <sup>2</sup> )	-7763.95	-4297.75
	Nature de la section		SPC	SPC
	Lc	(m)	0.46	0.43
	Lt	(m)	0.64	0.67
	d	(m)	0.31	0.27
	$\sigma_1$	(KNf/m <sup>2</sup> )	-4003.28	-2565,8
	N <sub>1</sub>	KNf	-364.78	-185.31
	N <sub>2</sub>	KNf	-192.15	-71.82
	V <sub>u</sub>	KNf	116.06	96,7
	T	KNf	162.48	135.38
	N <sub>s</sub>	KNf	3236.19	1938.01

	$\left\{ A_1 = \frac{A_{v1}}{2} + \frac{A_{vj}}{4} \right.$	(cm <sup>2</sup> )	6.35	3.55
<b>Ferrailage</b>	$\left\{ A_2 = \frac{A_2}{2} + \frac{A_{vj}}{4} \right.$	(cm <sup>2</sup> )	3.87	1.96
	A <sub>v min</sub>	(cm <sup>2</sup> )	11,00	8,00
	A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	4,47	3,72
	Choix de la section	bande1	4HA20	4HA16
	Section adoptée	bande1	12.56	10.07
	Choix de la section	bande2	4HA16	4HA14
	Section adoptée	bande2	8.04	6.15
	Espacement	bande1	12	12
		bande2	12	12
	A <sub>h</sub>	(cm <sup>2</sup> )	2.62	1.83
	A <sub>h min</sub>	(cm <sup>2</sup> )	3,31	3.31
	A <sub>h choix</sub>	Sect/ml/nappe	4HA12	4HA12
	Section adoptée		4.52	4.52
	Espacement	(cm)	12	12
	<b>Vérification Des Contraintes</b>	A <sub>t</sub>	4 épingles de HA8/m	
$\bar{\tau}_b=5\text{MPa}$		$\tau_b$	0.82	0.75
$\bar{\tau}_u=2.5$		$\tau_u$	0.67	0.54
$\bar{\sigma}_{bc}=15$		$\sigma_{bc}$	1,37	1.08

### VII.3) Étude des linteaux

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats sont tirés directement des fichiers résultats du calcul effectué par le logiciel de calcul ETABS.

#### Méthode de calcul :

##### VII.3.1) Contraintes limite de cisaillement

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

##### VII.3.2) Ferrailage des linteaux

###### ❖ Premier cas :

$$\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts  $M$ ,  $V$ ) il devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion  $\Rightarrow A_l$
- Des aciers transversaux  $\Rightarrow A_t$
- Des aciers en partie courants (de peau)  $\Rightarrow A_c$

###### ➤ **Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_c}, \quad \text{Avec : } z = h - 2d$$

$h$  : est la hauteur totale du linteau.

$d$  : est l'enrobage.

$M$  : moment dû à l'effort tranchant ( $V = 1.4 \cdot V_u$ ).

###### ➤ **Aciers transversaux**

- Premier sous cas : linteaux longs ( $\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$ ).

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_c \cdot z}{V}$$

$S_t$  : espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$  : section d'un cours d'armatures transversales.

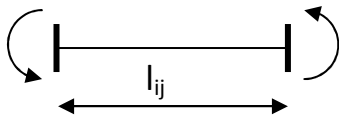
- Deuxième sous cas : linteaux longs ( $\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$ ).

Avec : 
$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e} \quad \text{et} \quad V = \min(V_1 ; V_2)$$

Ou : 
$$V_1 = 2 \cdot V_{u \text{ calcul}} \quad V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

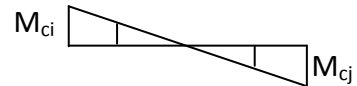
$M_{ci}$  et  $M_{cj}$  : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée  $l_{ij}$  sont calculés par :

$$M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$$



Effort tranchant :

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$



Moment fléchissant

❖ **Deuxième cas :**

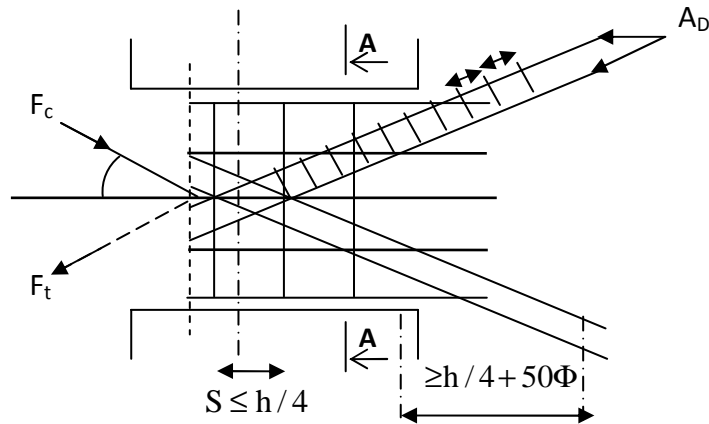
$$\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts ( $M ; N$ ) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_d$  a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha} \quad \text{Avec :} \quad \text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l} \quad V = V_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration)}$$



Coupe A-A

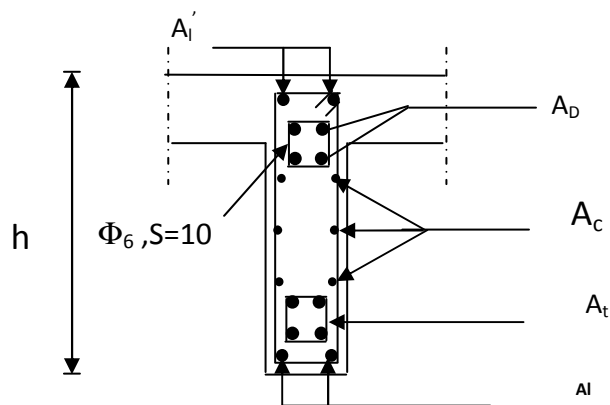


Fig. VII.4) : Schéma de ferrailage de linteau

➤ **Ferrailage minimal**

-Armatures longitudinales :  $A_1, A_1' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

-Armatures transversales :

$$A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$$

-Armatures de peau :  $A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$

-Armatures de diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

### VII.3.2.1) Exemple de calcul I

Les caractéristiques géométriques du Linteau sont :

$$h = 2.40 \text{ m}$$

$$l = 1.00 \text{ m}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

#### a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1.4 \cdot V_{calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 1353.81 \times 10}{20 \times 0.9 \times 240} = 4.38 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 4.38 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

#### b) Armatures longitudinales :

$$\tau_b = 4.38 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc on adopte le ferrailage minimal :

RPA 2003 :

$$(A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.15\% \times 20 \times 240 = 7.20 \text{ cm}^2$$

BAEL 91 :

$$(A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.23 \times \frac{2.1 \times 20 \times (240 - 3)}{400} = 5.72 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$\mathbf{A = 4HA14} \Rightarrow A_l = 6.15 \text{ cm}^2$$

#### c) Armatures transversales :

$$\tau_b = 4.38 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{240}{4} = 60 \text{ cm}$$

$$A_t > 0.0025 \cdot b \cdot e = 0.0025 \times 20 \times 20 = 1.00 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$\mathbf{A = 2HA12} \Rightarrow A_t = 2.26 \text{ cm}^2$$

**d) Armatures diagonales :**

$$\tau_b = 4,38 \text{ MPa} > 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc ses armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V = V_{calcul}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{240 - 2 \times 3}{100} = 2,34 \Rightarrow \alpha = 67^\circ$$

$$A_D = \frac{13538,1}{2 \times 400 \times 0,92} = 18,38 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 4(\text{HA20} + \text{HA14}) \Rightarrow A_D = 18,71 \text{ cm}^2$$

**e) Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0,002 \cdot e \cdot h = 0,002 \times 20 \times 240 = 9,60 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 5\text{HA16} \Rightarrow A_c = 10,05 \text{ cm}^2$$

**VII.3.2.2) Exemple de calcul II**

Les caractéristiques géométriques du Linteau

$$h = 1,36 \text{ m}$$

$$l = 1,00 \text{ m}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1,4 \cdot V_{calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 670,31 \times 10}{20 \times 0,9 \times 136} = 3,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3,83 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

**b) Armatures longitudinales :**

$$\tau_b = 3.83 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc on adopte le ferrailage minimal :

RPA 2003 :

$$(A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.15\% \times 20 \times 136 = 4.08 \text{ cm}^2$$

BAEL 91 :

$$(A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.23 \times \frac{2.1 \times 20 \times (136 - 3)}{400} = 3.21 \text{ cm}^2$$

Soit

$$\mathbf{A = 4HA14} \Rightarrow A_l = 6.15 \text{ cm}^2$$

**c) Armatures transversales :**

$$\tau_b = 3.83 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{136}{4} = 34 \text{ cm}$$

$$A_t > 0.0025 \cdot b \cdot e = 0.0025 \times 20 \times 20 = 1.00 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$\mathbf{A = 2HA12} \Rightarrow A_t = 2.26 \text{ cm}^2$$

**d) Armatures diagonales :**

$$\tau_b = 3.83 \text{ MPa} > 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc ses armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V = V_{\text{calcul}}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{136 - 2 \times 3}{100} = 1.30 \Rightarrow \alpha = 52,5^\circ$$

$$A_D = \frac{6703,1}{2 \times 400 \times 0.79} = 10.26 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$\mathbf{A = 2(HA20 + HA16)} \Rightarrow A_D = 10.30 \text{ cm}^2$$

**i. Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.002 \cdot e \cdot h = 0.002 \times 20 \times 136 = 5.44 \text{ cm}^2$$

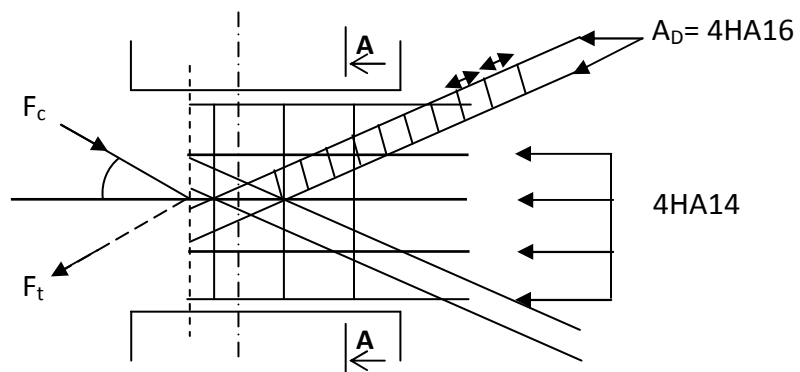
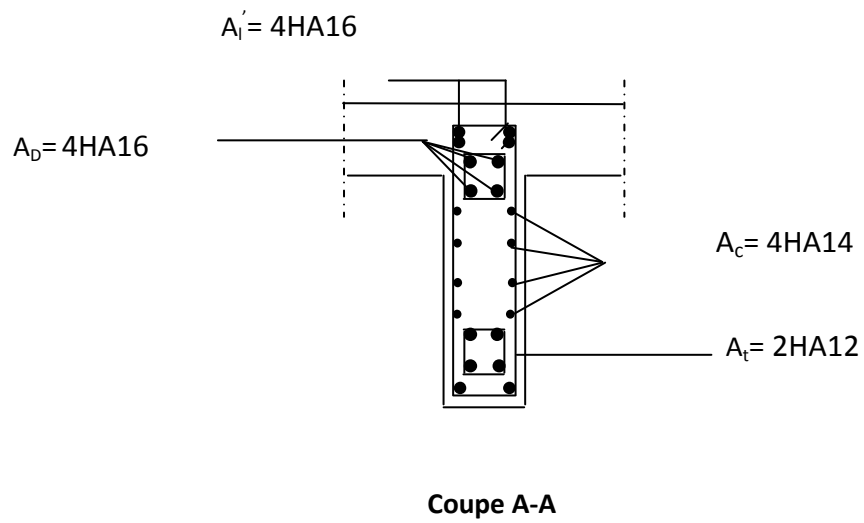
$$\text{Soit : } A = \mathbf{4HA14} \quad \Rightarrow \quad A_c = 6.15 \text{ cm}^2$$

**Type I:**

Zone		Zone I	Zone II	Zone III
<b>Caractéristiques</b>	h (m)	2.40	1.36	1.36
	L(m)	1.00	1.00	1.00
<b>Géométriques</b>	e (cm)	20	20	20
<b>Contraintes de cisaillement</b>	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5
	$\tau_b$ (MPa)	4.38	3.83	3.83
	$V_u$ (KN)	1353.81	670.31	456.74
<b>Ferrailage des linteaux</b>	$\bar{\tau}_b$ (KN)	1.5	1.5	1.5
	$\tau_b$ (KN)	4.38	3.83	3.83
	$A_l = A_l'$ (cm <sup>2</sup> )	6.15	6.15	6.15
	Choix des barres	4HA14	4HA14	4HA14
	$\lambda_{cg}$	1	1	1
	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	2.26	2.26	2.26
	Choix des barres	2HA12	2HA12	2HA12
	$A_D$ (cm <sup>2</sup> )	18.71	10,30	8,04
	Choix des barres	4(HA20+HA16)	2(HA20+HA16)	4HA16
	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	10.05	6.15	6.15
	Choix des barres	5 HA16	4 HA14	4 HA14

**Tab. VII.3) Ferrailage des linteaux Type I**

Type I :



**Fig. VII.5) : Schéma de ferrailage de linteau**



CH VIII



**Etude de l'infrastructure**

## VIII) Etude de l'infrastructure

### Introduction

Les fondations : base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise (sol) et qui a pour fonction de base l'interaction entre le sol et la structure. Les fondations concernent toutes les catégories de structures (béton, béton armé, charpente en bois, charpente métallique) et tous les ouvrages (bâtiments, ouvrages d'arts, murs de soutènement...).

Les principaux rôles de la fondation sont :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure (N et M) ; ces actions sont de différentes origines (permanentes, d'exploitation, climatiques, accidentelles, séismes...).
- Les sollicitations dues au sol ; ces sollicitations sont fonction de la nature du sol et donc de sa capacité portante et donc de la contrainte admissible du sol et de la présence de la nappe phréatique (nappe d'eau).

On distingue deux principaux types de fondations selon la profondeur à laquelle elles se situent :

- **Les fondations superficielles** appelées aussi **fondations ordinaires** : elles sont utilisées quand le bon sol est proche de la surface. Ce type de fondation comprend les semelles et les longrines.
- **Les fondations profondes** : systèmes de fondations par *puits* ou par *pieux* employés quand le bon sol est situé en profondeur.

#### ❖ Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

### ❖ 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. Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

## VIII.1) Dimensionnement

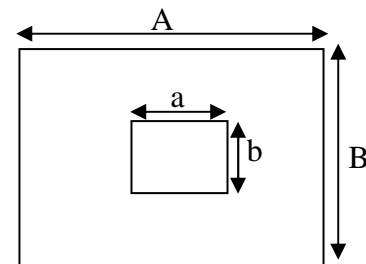
### VIII.1.1) Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K=1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



Exemple :

$$N_{ser} = 2014,03 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 3,2 \text{ m}$$

### Conclusion

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous allons essayer un dimensionnement avec des semelles filantes pour des semelles filantes.

### VIII.1.2) semelles filantes :

#### a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles seront dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$ )

B : Largeur de la semelle

$$L : \text{longueur de la semelle sous voile} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

➤ Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

✓ : Sens longitudinal

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	$S_1 = B \times L$ [m <sup>2</sup> ]
VL1	1580.98	4.80	1.64	7.87
VL2	1582.49	4.80	1.70	8.16
VL3	1510.91	4.80	1.57	7.53
VL4	1513.80	4.80	1.58	7.58
VL5	755.42	1.80	2.09	3.76
VL6	755.11	1.80	2.10	3.78
VL7	577.71	1.80	1.60	2.88
VL8	577.70	1.80	1.60	2.88
				<b>44.44</b>

**Tab. VIII.1) résultats des surfaces revenant aux voiles**

✓ Sens transversal :

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	$S_1 = B \times L$ [m <sup>2</sup> ]
VL5	1402.70	3,00	2,33	6,99
VL6	1398.87	3,00	2,32	6,98
VL7	1400.27	3,00	2,33	6,99
VL8	1398.21	3,00	2,32	6,98
VL1	781.06	3,20	1,22	3,90
VL2	781.94	3,20	1,22	3,90
VL3	727.37	3,20	1,13	3,61
VL4	727.18	3,20	1,13	3,61
				<b>42.96</b>

**Tab. VIII.2) résultats des surfaces revenant aux voiles**

La surface des semelles filantes sous voiles est :  $A_{sv} = S_{vl} + S_{vt} = 87,40 \text{ m}^2$

**b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux****➤ Hypothèse de calcul**

- Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.
- Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

**➤ Etape de calcul**

1-Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$

2-Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

3-Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6} \quad \text{Avec } L \text{ est la distance entre nus des poteaux}$$

6- Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.

7- Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.

8- Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et moments fléchissant.

9- Calcul la semelle dans le sens transversal.

➤ **Calcul**

Soit le portique (4-4)

**Tab. VIII.3) résultats des efforts revenant aux poteaux**

Poteaux	N=G+Q (KN)	M(KN.m)	$e_i$	$N \times e_i$
1	164,68	-0,599	-11.65	-1918.52
2	284,87	-0,586	-8.17	-2327.38
3	849,34	-0,640	-5.17	-4391.08
4	1351,05	-1,830	-1.57	-2121.14
5	1274,18	-2,420	2.13	2714.01
6	844,64	-0,626	5.73	4839.78
7	284,74	-0,593	8.73	2485.78
8	164,68	-0,606	11.65	1918.52
				<b>1199.94</b>

$$R = \sum N_i = 5218.18 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1199,94 - 7,90}{5218,18} = 0,23 \text{ m}$$

Donc l'excentricité  $e = 0,23 \text{ m}$ ➤ **Distribution par (ml) de la semelle**

$$e = 0,23 \leq \frac{18,9}{6} = 3,15 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{5218,18}{18,90} \left( 1 + \frac{6 \times 0,23}{18,90} \right) = 296,25 \text{ K N/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{5218,18}{18,90} \left( 1 - \frac{6 \times 0,23}{18,90} \right) = -255,93 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{5218,18}{18,90} \left( 1 + \frac{3 \times 0,23}{18,9} \right) = 286,17 \text{ KN / ml}$$

➤ **calcul de la largeur B**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{286,17}{200} = 1,43 \text{ m}$$

On opte pour  $B = 1,50 \text{ m}$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est

$$S_p = 1,5 \times 18,9 \times 8 = 226,80 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes sous voiles est :  $S_v = 87,40 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes :  $S_s = S_p + S_v = 314,20 \text{ m}^2$

La surface totale de bâtiment est :  $S_{\text{bat}} = 594,68 \text{ m}^2$

#### Remarque :

La surface totale des semelles représente 52,83% de la surface du bâtiment.

#### Conclusion

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface d'assise du sol, alors on opte pour un radier général.

#### VIII.1.3) Calcul du radier général

Un radier est une dalle en béton armé épaisse nervurée ou non, située sous tout ou une partie d'un bâtiment qui prend appui sur le sol. Les charges sont ainsi réparties sur une très grande surface de façon à réduire les pressions sur le sol de fondation.

Le radier se comporte comme un plancher renversé qui est soumis :

- à des charges verticales ponctuelles (poteaux) ou linéiques (murs) descendantes provenant des porteurs verticaux,
- et à une action verticale ascendante du sol supposée uniformément répartie sur toute la surface.

#### Le radier :

- Est rigide en son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation,
- Facilite le coffrage,
- Est exécutable rapidement,
- Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

#### a) Pré dimensionnement du radier

##### Dalles sous voiles

❖ Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\text{max}}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40$  MPa pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}$ .

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.80}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 0.96 \text{ m}$$

Soit :  $h = 105$  cm

✓ **Sous voile**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,6 \leq h \leq 0,9$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; on opte pour  $h = 70$  m.

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_d = 40 \text{ cm}$$

✓ **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_n = 60 \text{ cm}.$$

### Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- ✓ Hauteur des nervures suivant les deux sens :  $h = 105$  cm.
- ✓ Largeur de la nervure :  $b = 45$  cm.
- ✓ Hauteur de la dalle :  $h = 40$  cm.

**B) Calcul des charges nécessaires au radier**Charge permanente  $G = 56483.08 \text{ KN}$ Charge d'exploitation  $Q = 12179.47 \text{ KN}$ ❖ **Combinaison d'actions**

$$\text{ELU} : N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 94521.36 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : N_s = G + Q = 68662.55 \text{ KN}$$

❖ **Détermination de la surface du radier**

$$\text{ELU} : S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{94521.36}{1,33 \times 200} = 355.34 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS} : S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{68662.55}{200} = 343.31 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où} : S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS}) = 355.34 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 556.87 \text{ m}^2 > S_{rad} = 355.34 \text{ m}^2$$

**Remarque :** Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{105}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 52.5 \text{ cm}$$

On prend :  $L_{deb} = 55 \text{ cm}$ 

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = 556.87 + 0.55 (23.3 + 23.9) \cdot 2 = 594.63 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{rad} = 594.63 \text{ m}^2$ **C) Détermination des efforts à la base du radier**

Poids du radier :

 $P_{rad} =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

$$\text{➤ Poids de la dalle} : g_1 = (594.63 \times 0.4 \times 25) = 5946.3 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Poids des nervures} : g_2 = (0.9 - 0.4) \cdot 0.45 \times 2 \cdot 3,3 \times 25 \times 8 = 629.10 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Poids du TVO} : g_3 = [(0.9 - 0.4) \cdot 594.63 \times 17] = 3032.61 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Poids de la dalle flottante} : g_4 = 594.63 \times 0.12 \times 25 = 1783.89 \text{ KN}$$

$$P = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 5946.6 + 629.1 + 3032.61 + 1783.89 = 11391.9 \text{ KN}$$

Charge permanente apportée sur le radier  $G_{tot}$

$$G_{tot} = P (\text{superstructure}) + P (\text{infrastructure})$$

$$G_{tot} = 56483.08 + 11391.9 = 67874.98KN$$

Charges d'exploitation totale  $Q_{tot}$

Surcharge du bâtiment :  $Q_{bat} = 12179.47 KN$

Surcharge du radier :  $Q_{rad} = 5 \times 594.63 = 2973.15KN$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad}$$

$$Q_{tot} = 12179.47 + 2973.15 = 15152.62KN$$

#### d) Combinaison d'actions

$$ELU : N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 67874.98 + 1,5 \times 15152.62 = 114360.15KN$$

$$ELS : N_s = G + Q = 6787.98 + 15152.62 = 83027.6KN$$

#### e) Vérification

##### e.1) Vérification à la contrainte de cisaillement

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{114360.15 \times 1}{594.63} \times \frac{4.8}{2} = 460.57KN$$

$$\tau_u = \frac{460.57}{1 \times 0,36} = 1282.14KN / m^2 = 1.28MPa$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### e.2) Vérification de la stabilité du radier

➤ Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,65 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 11,11 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 49457.2.m^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 51236.87m^4.$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :  $M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

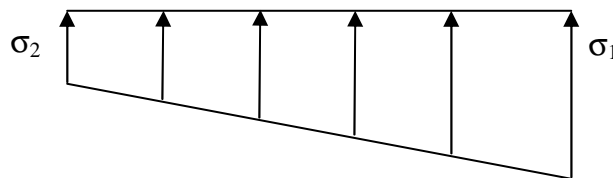
$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

✓ **Sens longitudinal**

**A l'ELU :**  $M_x = 161.71 \text{KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{114360.15}{594.63} + \frac{161.71}{51236.87} \times 11.65 = 192.6 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{114360.15}{594.63} - \frac{161.71}{51236.87} \times 11.65 = 191.9 \text{KN/m}^2$$



**Fig. VIII.1) Diagramme des contraintes**

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 19.26 + 191.9}{4} = 192.4 \text{ KN / m}^2 ; 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 20 = 266 \text{ KN / m}^2$$

$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**A l'ELS :**  $M_x = 161.71 \text{ KN.M}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{83027.6}{594.63} + \frac{161.71}{51236.87} \times 11.65 = 139.6 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{83027.6}{594.63} - \frac{161.71}{51236.87} \times 11.65 = 138.9 \text{ KN / m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 139.6 + 138.9}{4} = 139.5 \text{ KN / m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN / m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée

✓ **Sens transversal**

**A l'ELU :**  $M_y = 167.80 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{114360.15}{594.63} + \frac{167.80}{49457.2} \times 11.11 = 193.4 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{114360.15}{594.63} - \frac{167.80}{49457.2} \times 11.11 = 192.8 \text{ KN / m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 193.4 + 192.8}{4} = 193.9 \text{ KN / m}^2 ; 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 20 = 266 \text{ KN / m}^2$$

$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**A l'ELS :**  $M_y = 167.80 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{83027.6}{594.63} + \frac{167.80}{49457.2} \times 11.11 = 142.3 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{83027.6}{594.63} - \frac{167.80}{49457.2} \times 11.11 = 139.5 \text{ KN / m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 142.3 + 139.5}{4} = 141.2 \text{ KN / m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN / m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau VIII.4

	ELU			ELS			Obs
	$\sigma_1$ (kn/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kn/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (kn/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (kn/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kn/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (kn/m <sup>2</sup> )	
X-X	192.6	191.9	192.4	139.6	138.9	139.5	OK
Y-Y	193.4	192.8	193.9	142.3	139.5	141.2	OK

### e.3) Vérification au poinçonnement (Art.A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

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

Avec  $N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)

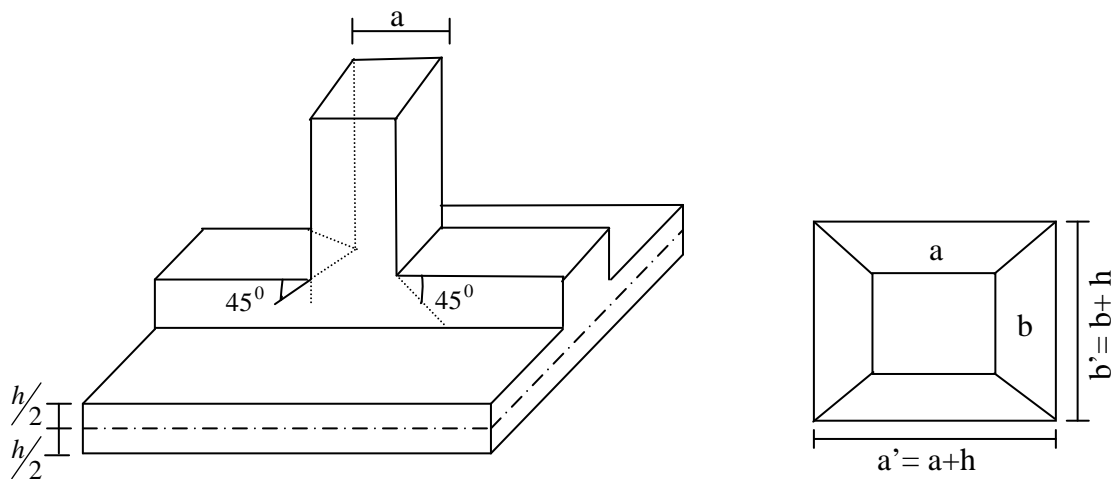


Fig. VIII.2) Périmètre utile des poteaux.

**calcul du périmètre utile  $\mu_c$** ✓ **Poteaux**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 1,05) = 6 \text{ m}$$

$$N_u = 2014,03 \text{ KN}$$

$$N_u < (0,045 \times 4,6 \times 1,05 \times 2500) / 1,5 = 3150 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Voile**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1,05) = 6,6 \text{ m}$$

$$N_u = 1964,64 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

$$N_u < 0,045 \times 1,05 \times 6,6 \times 2500 = 6142,5 \text{ KN}$$

**e.4) Vérification de l'effort de sous pression**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

$\alpha$ : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1,5$

$\gamma_\omega$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_\omega = 10 \text{ KN/m}^3$ )

Z : profondeur de l'infrastructure ( $h = 0,7 \text{ m}$ ),

$$P \geq \alpha \cdot \gamma_\omega \cdot S_{\text{rad}} \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 1,05 \times 594,63 = 9365,42 \text{ KN}$$

$$P = 67874,98 > 9365,42 \text{ KN}$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

**VIII.4) Ferrailage du radier**

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91 modifié 99.

**VIII.4.1) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis**

On distingue deux cas

**1<sup>er</sup> Cas** : Si  $\alpha < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{\text{ox}} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{\text{oy}} = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas** : Si  $\alpha \leq 0,4 \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  avec ( $L_x < L_y$ )

### Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs les panneaux le plus sollicités.

#### VIII.4.1.1) Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{4.8} = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0576 \\ \mu_y = 0,577 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 193,9 - \frac{11391,9}{594,63} = 174,7 \text{ KN} / \text{m}^2$$

A l'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 141,2 - \frac{11391,9}{594,63} = 122 \text{ KN} / \text{m}^2$$

#### VIII.4.1.2) Calcul à l'ELU

##### a) Evaluation des moments $M_x, M_y$

$$M_x = 0,0576 \times 174,7 \times 3,7^2 = 137,75 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,577 \times 137,75 = 79,84 \text{ KN.m}$$

### Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant de (0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

**b) Ferrailage dans le sens x-x****Moments aux appuis**

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 137,75$$

$$M_{ua} = -68,88 \text{ KN.m}$$

**Moments en travée**

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 135,77$$

$$M_{ut} = 103,31 \text{ KN.m}$$

**➤ Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{67,88 \times 10^6}{1000 \times 380^2 \times 14,2} = 0,039 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,039 \rightarrow \beta_u = 0,983$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{68,88 \times 10^6}{0,983 \times 380 \times 348} = 5,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 5,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 4HA14 / ml = 6.15 cm<sup>2</sup> / ml avec un espacement de 25cm

**➤ En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{103,82 \times 10^6}{1000 \times 380^2 \times 14,2} = 0,049 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,049 \rightarrow \beta_u = 0,974$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{103,82 \times 10^6}{0,974 \times 380 \times 348} = 8,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 8,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 4HA16 / ml = 8.04 cm<sup>2</sup> / ml

avec un espacement de 25 cm

**C) Ferrailage dans le sens Y-Y :****➤ Moments aux appuis Moments en travée**

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_y \quad M_{ut} = (0,75) \cdot M_y$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 79,84 \quad M_{ut} = (0,75) \times 109,17$$

$$M_{ua} = -39,92 \text{ KN.m} \quad M_{ut} = 59,88 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{39,92 \times 10^6}{1000 \times 380^2 \times 14,20} = 0,0194 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0194 \rightarrow \beta_u = 0,990$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{39,92 \times 10^6}{0,990 \times 380 \times 348} = 304,92 \text{ mm}^2 / ml$$

$$A_{ua} = 3,04 \text{ cm}^2 / ml$$

Soit : 4HA12=4,52 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 Cm

➤ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{59,88 \times 10^6}{1000 \times 380^2 \times 14,20} = 0,0292 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,029 \rightarrow \beta_u = 0,979$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{59,88 \times 10^6}{0,985 \times 380 \times 348} = 459,7 \text{ mm}^2 / ml$$

$$A_{ua} = 4,59 \text{ cm}^2 / ml$$

Soit : 4HA14 = 6,15 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 Cm

**d) Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3-0,65}{2} = 3,77 \text{ cm}^2 / ml$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{ua}^x = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,77 \text{ cm}^2 / ml \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{ua}^y = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,77 \text{ cm}^2 / ml \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$A_{ut}^x = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,77 \text{ cm}^2 / ml \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{ut}^y = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,77 \text{ cm}^2 / ml \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**VIII.4.1.3) Calcul à l'ELS (Sens x-x)****a) Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$** 

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient

$$M_x = 0.0759 \times 122 \times 3.2^2 = 94.82 \text{ KNm}$$

$$M_y = 0.356 \times 94.82 = 33.75 \text{ KNm}$$

**Moments aux appuis**

$$M_{sa} = (-0,5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 94.82$$

$$M_{sa} = -47.41 \text{ KNm}$$

**Moments en travée**

$$M_{st} = (0,75) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,75) \times 94.82$$

$$M_{st} = 71.11 \text{ KN.m}$$

**b) Vérification des contraintes dans le béton**

Pour se disposer de cette vérification, on peut vérifier simplifier pour ( $\alpha$ ) position de l'axe neutre

que :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{67.88}{47.41} = 1,43 \quad \text{Et} \quad \mu = 0,039 \rightarrow \alpha = 0,051$$

$$\alpha = 0,051 < \frac{1,43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46$$

Les contraintes suivant (x) sont plus défavorables, donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées.

**VIII.4.2) Ferrailage du débord**

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales des Panneaux et des nervures, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des extrémités de la structure.

**VIII.4.3) Ferrailage des nervures****Sollicitations de calcul :**

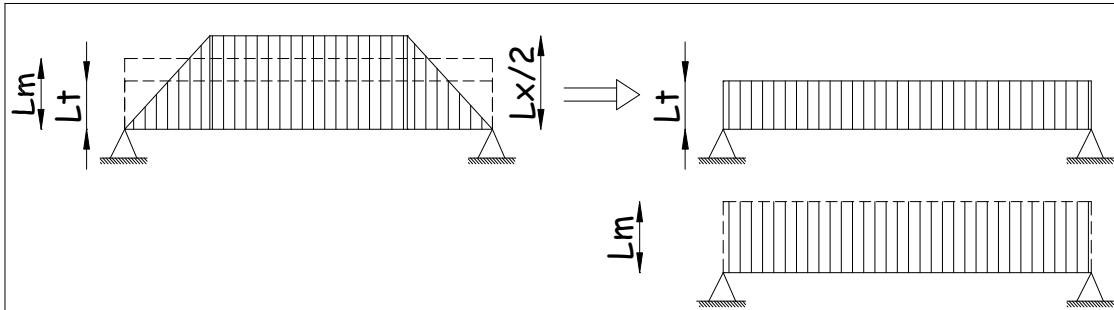
- A L'ELU :  $q_u = 174.7 \text{ kN} / \text{m}^2$ .
- A L'ELS :  $q_s = 122 \text{ kN} / \text{m}^2$ .

**Remarques**

- ✓ Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.
- ✓ Pour le calcul du ferrailage, on choisi la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- ✓ Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $Lm$ ) et le même effort tranchant ( $Lt$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

a) **Cas de chargement trapézoïdal**



**Fig VIII.3 Présentation des chargements simplifiés**

$$Lt = L_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(1)$$

- Effort tranchant :

- Moment fléchissant :  $Lm = L_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$

b) **Cas de chargement triangulaire**

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

**Effort tranchant :** (1)  $\Rightarrow Lt = 0,25 \times L_x$

**Moment fléchissant :** (2)  $\Rightarrow Lm = 0,33 \times L_x$

b.1) **Calcul des charges :**

➤ **Sens transversale :**

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants portique (2-2) :

**Tab. VIII.5 Valeurs de calcul des charges des panneaux inférieurs**

Travée	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$\rho_x$	$q_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Lm_{inf}$ [m]	$Lt_{inf}$ [m]	$Pm_{inf}$ [kN/m]	$Pt_{inf}$ [kN/m]
A-B	3.20	4.8	0.66	174.7	1.36	1.07	237.60	186.93
B-C	3.00	4.8	0.62	174.7	1.30	1.44	227.11	251.56
C-D	3.60	4.8	0.75	174.7	1.46	1.12	255.06	195.66
D-E	3.70	4.8	0.77	174.7	1.48	1.13	258.55	196.74
E-F	3.60	4.8	0.75	174.7	1.46	1.12	255.06	195.66
F-G	3.00	4.8	0.62	174.7	1.30	1.44	227.11	251.56
G-H	3.20	4.8	0.66	174.7	1.36	1.07	237.60	186.93

**Tab. VIII.6 Valeurs de calcul des charges des panneaux supérieurs**

Travée	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$\rho_x$	$q_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Lm_{sup}$ [m]	$Lt_{sup}$ [m]	$Pm_{sup}$ [kN/m]	$Pt_{sup}$ [kN/m]
A-B	3.00	3.20	0.93	174.7	0.99	0.75	172.95	131.02
B-C	3.00	3.00	1.00	174.7	0.99	0.75	172.95	131.02
C-D	3.00	3.60	0.83	174.7	1.15	0.88.	200.90	153.73
D-E	3.00	3.70	0.81	174.7	1.36	0.89	237.60	155.48
E-F	3.00	3.60	0.83	174.7	1.15	0.88	200.90	153.73
F-G	3.00	3.00	1.00	174.7	0.99	0.75	172.95	131.02
G-H	3.00	3.20	0.93	174.7	0.99	0.75	172.95	131.02

**Tab. VIII.7 Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.**

Travée	$Pm$ [kN/m]	$Pt$ [kN/m]	$Pm$ [kN/m]	$Pt$ [kN/m]	$\sum Pm$ [kN/m]	$\sum Pt$ [kN/m]
A-B	237.60	186.93	172.95	131.02	410.53	317.95
B-C	227.11	251.56	172.95	131.02	400.06	382.58
C-D	255.06	195.66	200.90	153.73	455.96	349.39
D-E	258.55	196.74	237.60	155.48	496.15	352.22
E-F	255.06	195.66	200.90	153.73	455.96	349.39
F-G	227.11	251.56	172.95	131.02	400.06	382.58
G-H	237.60	186.93	172.95	131.02	410.53	317.95

➤ **Sens longitudinale**

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants le portique (E-E).

**Tab. VIII.8** Valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche.

Travée	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$\rho_x$	$q_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Lm_g$ [m]	$Lt_g$ [m]	$Pm_g$ [kN/m]	$Pt_g$ [kN/m]
1-2	3.6	4.80	0.75	174.7	1.46	1.61	212.06	191.75
2-3	3.00	3.60	0.83	174.7	0.99	0.75	172.95	131.02
3-4	3.00	3.60	0.83	174.7	0.99	0.75	172.95	131.02
4-5	3.00	3.60	0.83	174.7	0.99	0.75	172.95	131.02
5-6	3.00	3.60	0.83	174.7	0.99	0.75	172.95	131.02
6-7	3.60	4.8	0.75	174.7	1.46	1.61	212.06	196.75
7-8	2.3	3.60	0.64	174.7	1.08	0.99	188.67	172.95

**Tab. VIII.9** Valeurs de calcul des charges des panneaux de droite

Travée	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$\rho_x$	$q_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Lm_d$ [m]	$Ltd$ [m]	$Pmd$ [kN/m]	$Ptd$ [kN/m]
1-2	3.70	4.80	0.77	174.7	1.48	1.13	204.55	197.41
2-3	3.00	3.70	0.81	174.7	0.99	0.75	172.95	131.02
3-4	3.00	3.70	0.81	174.7	0.99	0.75	172.95	131.02
4-5	3.00	3.70	0.81	174.7	0.99	0.75	172.95	131.02
5-6	3.00	3.70	0.81	174.7	0.99	0.75	172.95	131.02
6-7	3.70	4.80	0.77	174.7	1.48	1.13	258.55	197.41
7-8	2.30	3.70	0.62	174.7	1.00	0.79	174.70	138..01

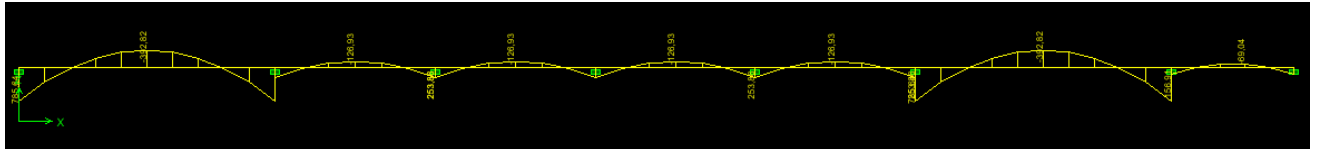
**Tab. VIII.10** : Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.

Travée	$Pm_g$ [kN/m]	$Pt_g$ [kN/m]	$Pm_d$ [kN/m]	$Pt_d$ [kN/m]	$\sum Pm$ [kN/m]	$\sum Pt$ [kN/m]
1-2	212.06	196.75	204.55	197.41	416.61	394.16
2-3	172.95	131.02	172.95	131.02	345.90	262.04
3-4	172.95	131.02	172.95	131.02	345.90	262.04
4-5	172.95	131.02	172.95	131.02	345.90	262.04
5-6	172.95	131.02	172.95	131.02	345.90	262.04
6-7	212.06	196.75	204.55	197.41	416.61	394.16
7-8	188.67	172.95	174.70	138..01	363.37	310.96

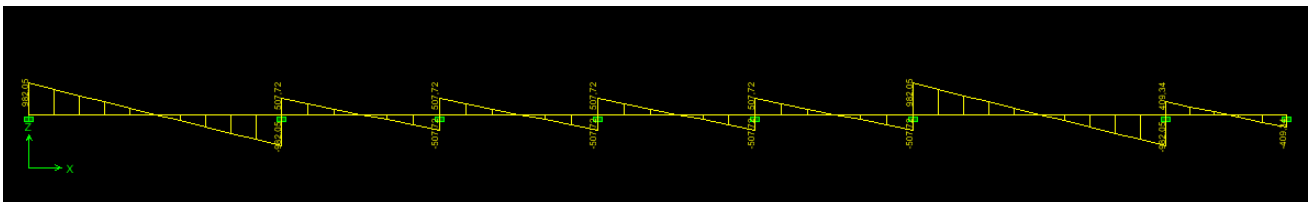
**b.3) Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

Les valeurs des moments fléchissant ainsi que des celles des efforts tranchants sont tirés directement des résultats de calcul automatique.

➤ **Sens transversal :**



**Fig VIII.4 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.**



**Fig VIII.5 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU**

$M_{a \max} = 785,64 \text{ KN.m}$

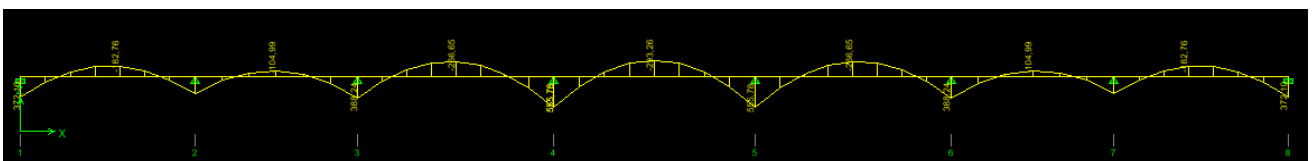
$M_{t \max} = 392,82 \text{ KN.m}$

$b = 45 \text{ cm}, d = 102 \text{ cm}$

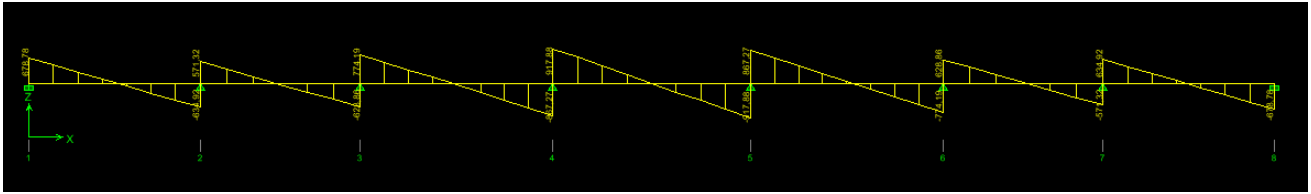
**Tab. VIII.11 Ferrailage de la nervure transversal**

	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu$	$\mu_l$	obs	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Appuis	785,64	0,116	0,392	S.S.A	0,938	23,36	5HA20+5HA16 =25,76
Travée	392,82	0,058	0,392	S.S.A	0,971	11,28	5HA20 = 15,71

➤ **Sens longitudinal :**



**Fig. VIII.6 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.**



**Détermination des efforts tranchants :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

➤ **Sens transversal:**  $\tau_u = \frac{982,05 \times 1000}{450 \times 1030} = 2,11\text{MPa} < 2.5 \Rightarrow$  Condition vérifiée

➤ **Sens longitudinal:**  $\tau_u = \frac{904,15 \times 1000}{450 \times 1030} = 1.95\text{MPa} < 2.5 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

(Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99 :

➤ **Sur le béton :**

$$V_u < \bar{V}_u ; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 1030 \times 450 = 2781000\text{N}$$

**Sens transversal :**

$$V_u = 982,05 \text{ KN} < \bar{V}_u = 2781\text{KN}$$

**Sens longitudinal :**  $\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 1030 \times 450 = 2781000\text{N}$

$$V_u = 904,15 \text{ KN} < \bar{V}_u = 2781\text{KN}$$

➤ **Sur l'acier :**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) ; \text{ avec } H = \frac{M_{a\text{max}}}{0,9 \cdot d}$$

**Sens transversal :**  $A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left( 982,05 \times 10^3 + \frac{-785,64 \times 10^6}{0,9 \times 1030} \right)$

$$A_{\text{appuis}} = 25,76\text{cm}^2 \geq 3,86\text{cm}^2$$

**Sens longitudinal :**  $A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left( 904,15 \times 10^3 + \frac{-547,26 \cdot 10^6}{0,9 \times 1030} \right)$

**Conclusion :** Les armatures calculées sont suffisantes.**d) Armatures transversal :**✓ **Diamètre des aciers transversaux (Art .A.7.2, 2) :**

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} \phi_t \leq \min \left\{ 2 ; \frac{105}{35} ; \frac{45}{10} \right\} = 2\text{cm}$$

✓ Le pourcentage minimal d'armatures transversales (Art. A.5.1, 22) :

**Selon le BAEL 91**

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t < \min\{0,9d ; 40\text{cm}\} \quad S_t \leq \min\{91,8 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} \text{ soit } S_t = 20\text{cm} \\ \frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{V_u}{0,9 * d * \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{S_t * V_u}{0,9 * d * \sigma_s} = \frac{200 * 982,05 * 1000}{0,9 * 1030 * 348} = 6,08 \text{ cm}^2 \\ \phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66\text{mm} \quad ; \text{ On prend } \phi_t = 8\text{mm} \\ \frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} = \frac{608 * 400}{450 * 200} = 2,84\text{MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow C.V \end{array} \right.$$

**Selon le RPA 99 :**

Espacement des armatures :

**En Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right\} = \min\{26,25 \text{ cm}; 24 \text{ cm}\} \text{ On prend } S_t = 10\text{cm}$$

**En Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 52,5\text{cm} ; \text{ On prend } S_t = 15\text{cm}$$

**La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :**

$$A_t = 0,003 * S_t * b$$

$$A_t = 0,003 * 10 * 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_t = 6\text{HA}8 = 3,02\text{cm}^2 > A_{\min}$  ; pour (2cadre + 1étrier)

**e) Armatures de peau : (BAEL91, Art 4.5.34) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant moins égale à  $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 105 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

Soit : 3HA12 / par paroi

**VIII.4.5) Vérification des contraintes dans le béton**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Sens transversal :**

• **Aux appuis :**

$$M_s = 623,485 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 785,64 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{785,64}{623,485} = 1,26 \text{ et } \mu = 0,123 \rightarrow \alpha = 0,166$$

$$\alpha = 0,166 < \frac{1,26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,407$$

- **En travée :**

$$M_s = 328,696 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 392,82 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{392,82}{328,696} = 1,26 \text{ et } \mu = 0,064 \rightarrow \alpha = 0,0828$$

$$\alpha = 0,0828 < \frac{1,26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,405$$

- **Sens longitudinal :**

- **Aux appuis :**

$$M_s = 407,918 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 547,26 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{547,26}{407,918} = 1,26 \text{ et } \mu = 0,0803 \rightarrow \alpha = 0,104$$

$$\alpha = 0,104 < \frac{1,26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,406$$

- **En travée :**

$$M_s = 219,256 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 289,08 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{289,08}{219,256} = 1,26 \text{ et } \mu = 0,043 \rightarrow \alpha = 0,0562$$

$$\alpha = 0,0562 < \frac{1,26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,406$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

## Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : ROBOT ou encore ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de l'ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Nous espérons, par le biais de notre présent travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

# Bibliographie

- [1] Règles BAEL 91 modifiées 99 Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.  
Edition Eyrolles (Paris 1992).
- [2] Cours en béton armé BAEL 91 (calcul des éléments simples et des structures de bâtiment).  
Jean pierre Mougin - Edition Eyrolles (Paris 1992).
- [3] Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99/Version 2003).
- [4] Formulaire de béton armé tome1 et 2.  
Victor Davidovici - Edition le moniteur (Paris 1996).
- [5] Calcul pratique des tours en béton armé.  
Marius Diver - Edition Dunod (Paris 1972).
- [6] Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé (théories et applications).  
Pierre Charon - Edition Eyrolles (Paris 1972).
- [7] Le calcul pratique des sections de béton armé : Flexion simple et composée.  
Pierre Charon - Edition Eyrolles (Paris 1973).
- [8] Calcul dynamique des structures.  
Chanti Amar.
- [9] Construire Parasismique (Conception parasismique des bâtiments- Réglementation).  
Milan Zacek - Editions Parenthèses (Marseille 1996).
- [10] Tables pour le calcul des dalles et des parois.  
Richard Bares - Edition Dunod (Paris 1969).
- [11] Contreventement des bâtiments par les voiles.  
Amar Chanti - Edition OPU (1993).
- [12] Calcul des ouvrages en béton armé.  
M. Bellazougui - Edition OPU.
- [13] Document technique réglementaire DTR B.C.2.2 Charges permanentes et surcharges d'exploitation DTR.
- [14] Calcul pratique des ossatures en béton armé.  
Albert Fuentes - Edition Eyrolles (Paris 1973).



**Annexes**

## Annexe n° 01 Caractéristiques des matériaux

### A) Le béton

#### A.1 Définition

C'est un mélange de :

- Pâte pure (ciment + eau).
- Granulats (sable, gravier).

Le béton sera dosé à  $350 \text{ Kg/m}^3$  de ciment CPA 325. Quand à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

#### A.2 Dosage

A titre indicatif, pour  $1 \text{ m}^3$  de béton armé :

- Granulats : Sable...  $380$  à  $450 \text{ cm}^3$  ( $D_g \leq 5 \text{ mm}$ ).
- Gravillons.....  $750$  à  $850 \text{ cm}^3$  ( $D_g \leq 25 \text{ mm}$ ).
- Ciment : .....  $300$  à  $400 \text{ Kg}$ .
- Eau : .....  $150$  à  $200 \text{ l}$ .

La réalité pratique conduit vers le rapport

$\frac{\text{Eau}}{\text{Ciment}} = 0.5$  cela pour limiter le retrait du béton.

- Si  $\frac{\text{Eau}}{\text{Ciment}} > 0.5$  : un dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.
- Si  $\frac{\text{Eau}}{\text{Ciment}} < 0.5$  : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

**N.B :** Pour maintenir  $E/C = 0.5$ , il y a lieu d'ajouter des adjuvants.

#### A.3 La résistance caractéristique à la compression

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée **fc28**. Cette résistance est mesurée sur des cylindres normalisés (de diamètre  $\varnothing = 16 \text{ cm}$ , hauteur  $h = 32 \text{ cm}$ ).

La résistance de béton à la compression avant 28 jours est donnée par : **(BAEL91/A.2.1,11)**

$$f_{c_j} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c_{28}} \quad \text{Pour } f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{c_j} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c_{28}} \quad \text{Pour } f_{c_{28}} \geq 40 \text{ MPa}$$

#### A.4 Résistance caractéristique à la traction

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10% de la résistance à la compression.

Conventionnellement elle est défini par la formule suivante :

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

### A.5 Contraintes limites du béton

#### A.5.1 Les états limites

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

##### ➤ Etat limite ultime (ELU)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des états suivants :

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

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c_{28}}}{\gamma_b}$$

Avec :  $\gamma_b$  est le coefficient de sécurité qui vaut :

- 1,5 cas de situations durables ou transitoires
- 1,15 cas de situations accidentelles

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

la durée d'application	Coefficient $\theta$
> 24h.	1
entre 1h et 24h.	0.9
< 1h.	0.85

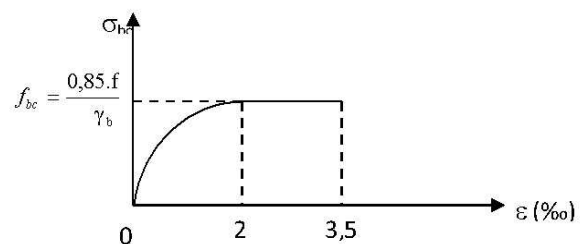
À **j = 28 jours** : en situation courante :  $\gamma_b = 1.5$ ,

situation durable :  $\theta = 1 \Rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

en situation accidentelle :  $\gamma_b = 1.15$

$$\Rightarrow f_{bc} = 21,74 \text{ MPa}$$

- **Diagramme "contrainte – déformation" du béton à l'ELU :**



**Figure -1-** Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU.

Le diagramme est composé :

- D'un tronc de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2%(état élastique).

## Annexe n° 01 Caractéristiques des matériaux

o D'une partie rectangle (état plastique)

$$2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 ‰ \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = f_{bc}$$

### ➤ Etat limite de service (ELS)

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

On distingue :

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

A j = 28 jour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

on aura  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

- Diagramme "contrainte – déformation" du béton à l'ELS :

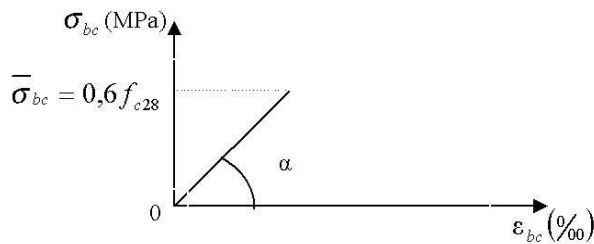


Figure -2- Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.

### A.5.2- Contrainte limite de cisaillement à l'E.L.S : (BAEL 91 Art A.5.1,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

Avec:

- $T_u$  : effort tranchant dans la section étudié.
- $b$  : largeur de la section cisailée.
- $d$  : hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ Cas de fissuration non préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

### A.6 Module de déformation longitudinale

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

- Module de déformation instantanée (BAEL91/Art2.1, 21)

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours).

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

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{ [MPa]}$ .

- Module de déformation différée (BAEL91/A.2.1,22)

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

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

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v28} = 10818.86 \text{ [MPa]}$ .

### A.7 Module de déformation transversale (BAEL91/ Art .A.2.1.3)

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

- Coefficient de poisson  $\nu$  (BAEL91/A.2.1,3)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il sera pris égale à :

$\nu = 0$  (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

$\nu = 0.2$  (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

### B) Les aciers

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste mal.

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

Acier à haute adhérence H.A (feE400)	fe = 400 MPa
Treillis soudés (TL500)	fe= 500 MPa pour $\varnothing \geq 6\text{mm}$ .
Treillis soudés (TL520)	fe = 520 MPa pour $\varnothing \leq 6\text{mm}$ .
fe : limite d'élasticité.	

## Annexe n° 01 Caractéristiques des matériaux

**B.1- Module de déformation longitudinale (BAEL91/Art A.2.2.1) :**  $E_s = 2.10^5$  MPa .

**B.2-Coefficient de poisson des aciers :**  $\nu = 0.3$

**B.3- Contraintes limites**

- **Contrainte limite ultime :** (BAEL 91/A.4.3.2)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**avec :**  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité dans les aciers qui vaut 1,15 pour une situation courante et 1 pour une situation accidentelle.

- **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

D'après les règles du BAEL 91 (A,4,5,3), on distingue trois cas de fissures :

- 1) **Fissuration peu nuisible :** cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = f_e \quad (\text{BAEL9/Art 4.5.32})$$

- 2) **Fissuration préjudiciable :** les éléments sont exposés à des intempéries ou ils peuvent être alternativement émergés d'eau.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

(BAEL91/Art4.5.33)

- 3) **Fissuration très préjudiciable :**

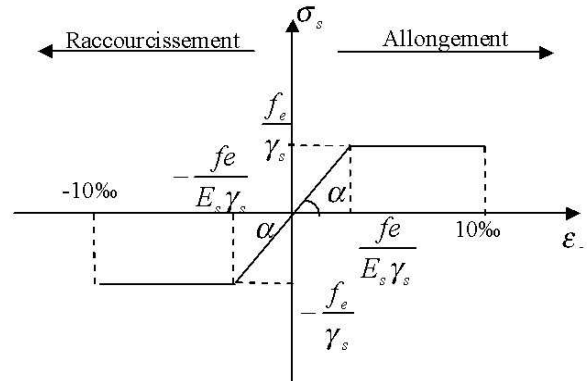
Dans le cas où les éléments sont exposés à des milieux agressifs. (BAEL91/Art4.5.34)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$	pour les ronds lisses (RL).
$\eta = 1,6$	pour les HA > 6mm.
$\eta = 1,3$	pour les HA < 6mm.

**B.4 Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier**



**Figure -3-** Diagramme contrainte- déformation pour les aciers.

**B.5 Contrainte tangentielle conventionnelle (BAEL 91 modifié 99/ Art 5.11)**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

**Avec :**

$V_u$  : valeur de l'effort tranchant à L'ELU

$b_0$  : largeur de la bonde considérée

$d$  : hauteur utile de la section

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non peu nuisible :  $\tau_u < \min(0,1f_{t28}, 3[\text{MPa}])$ .
- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\tau_u \leq \min(0,1f_{t28}, 4[\text{MPa}])$ .

**B.6 Protection des armatures (BAEL91/Art A.7.2.4)**

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

- $C \geq 5$  cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$  cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1$  cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

## Annexe n° 02 Méthode Forfaitaire

### 1. Plancher à faible surcharge

Un plancher est dit à charge d'exploitation modérée si la valeur nominale de la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 [KN/m<sup>2</sup>].

$$Q \leq \{2 G, 5 \text{ KN/m}^2\}.$$

### 2. Domaine de validation de la méthode forfaitaire :

-La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

-Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

-Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

### 3. Exposé de la méthode

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travée. Celle-ci étant supposée isostatique, de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

#### Soient :

$M_0$  : moment maximal dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges (Pour une portée  $l$ , chargée uniformément,

$$\text{nous avons } M_0 = \frac{q_u l^2}{8}.$$

$M_w$  et  $M_e$  : moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée considérée.

$M_t$  : moment maximal en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} : \text{Rapport de charges.}$$

$$\left( 0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

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

$$a) \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$$

$$\text{et } (1 + 0,3\alpha)M_0 \geq 1,05M_0$$

$$b) \quad M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \text{ dans le cas d'une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \text{ dans le cas d'une travée intermédiaire.}$$

c) La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

- $0,6M_0$  dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0,5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4M_0$  dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

#### Remarque

- 1) On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
- 2) S'il existe sur un appui de rive un moment d'encastrement quelconque, la résistance de cet appui sous l'effet du moment pris en compte doit être justifiée.

## **Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)**

### **Introduction**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

### **Concept de base de la MEF**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation (de forme polynomiale) qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœuds, tout en considérant inconnus les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidités de chaque élément.

### **Description de l'ETABS**

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil.

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

### **Rappel (terminologie)**

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

## Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

Elément : élément  
Restraints : degrés de liberté(D.D.L)  
Loads : charge  
Uniformed loads : point d'application de la charge  
Define : définir  
Materials : matériaux  
Concrete : béton  
Steel : acier  
Frame section : coffrage  
Column : poteau  
Beam : poutre

### Manuel d'utilisation de l'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.7  
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de ETABS

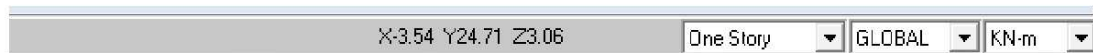
### Etapas de modélisation

#### Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

##### a. Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements.



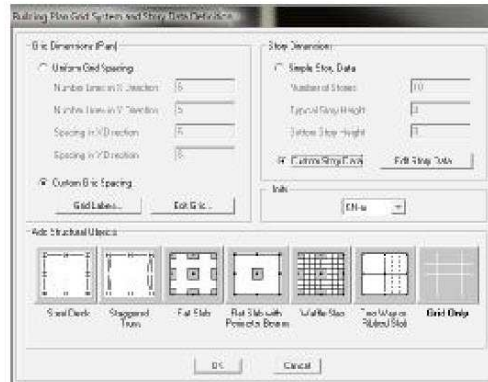
##### b. Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file puis New model ou bien (Ctrl+n). Cette option permet d'introduire :

- Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- Hauteur d'étage (**story High**)
- Longueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (Entre axes)
- Longueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- La hauteur d'étage courant (**typical story High**)
- La hauteur d'étage RDC (**bottom story hight**)

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

## Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)



### Modification de la géométrie de base

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et ou le mettre au centre de la structure et ce à partir de menu (**View-change axes location**) une boîte de dialogue apparaîtra, dans cette dernière on peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position en injectant les valeurs des coordonnées x, y et z.

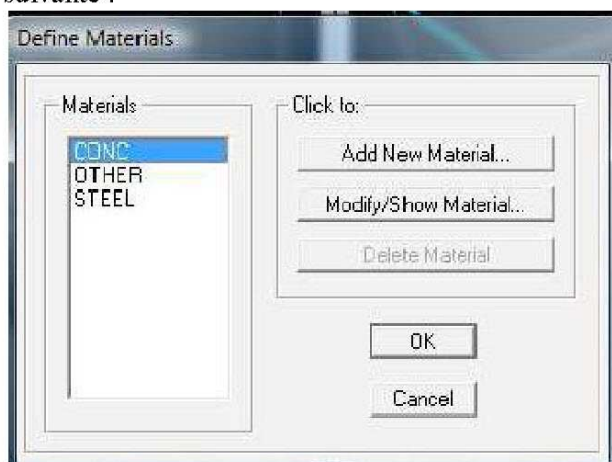
Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément corresponde une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille; en double cliquant sur n'importe quelle grille ; on aura une boîte de dialogue

- cocher la case spacing et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions.

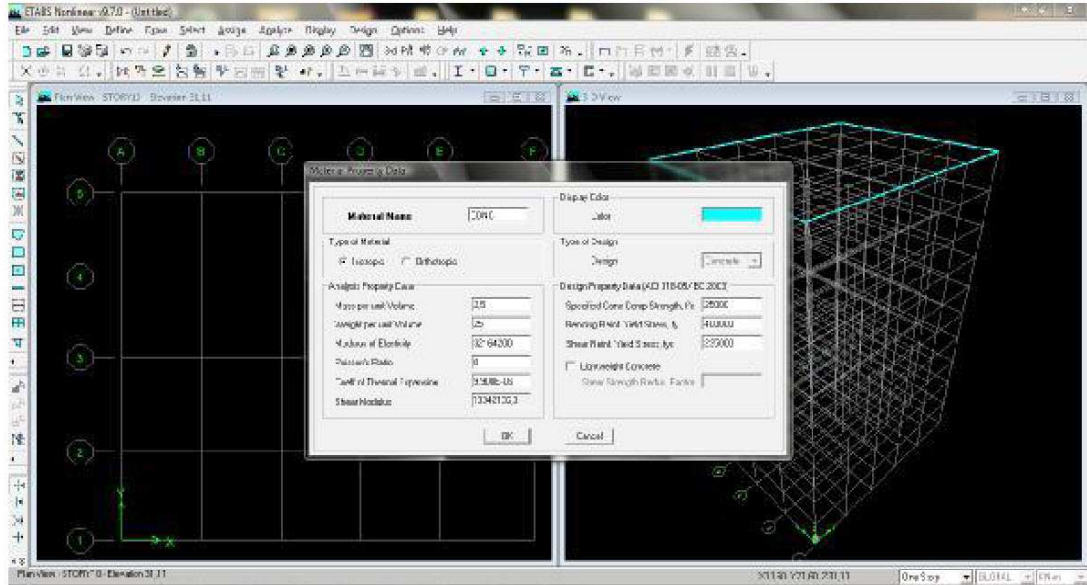
### Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprieties**, nous sélectionnons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



## Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

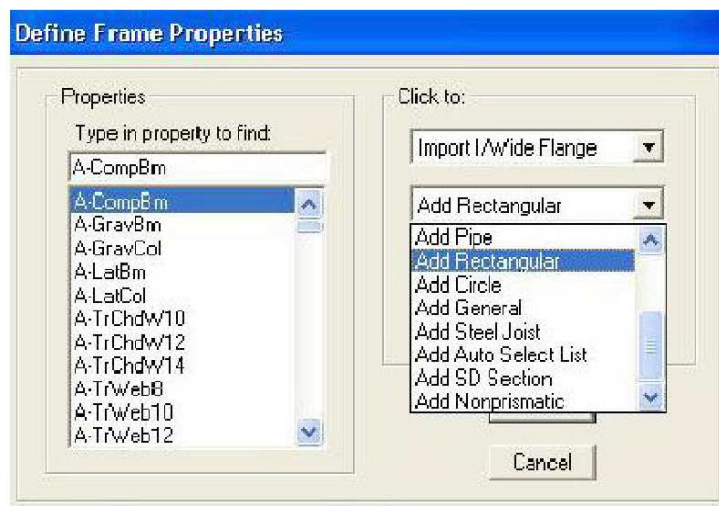


### Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, planchers, voiles...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (PP) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

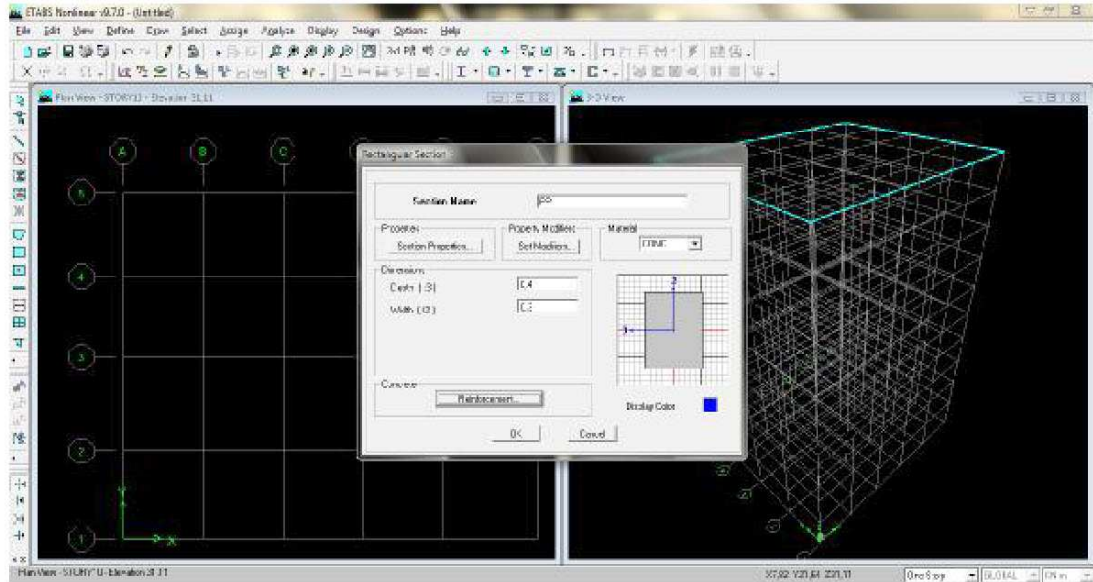


La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

- Nom de la section **Section Name**

## Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

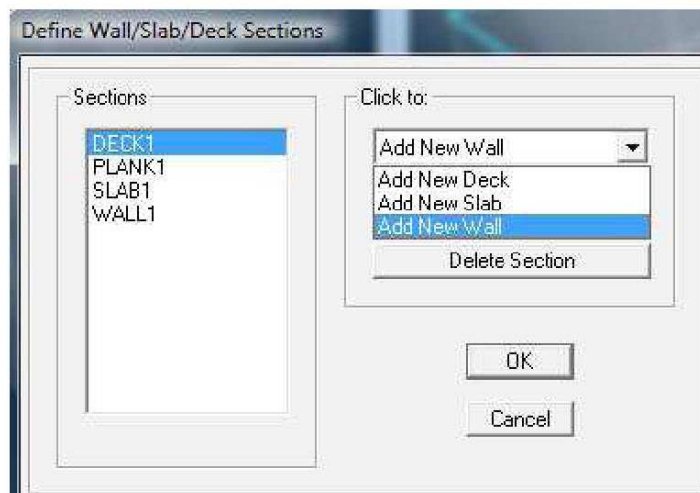
- Choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**
- Hauteur : **Depth**
- Largeur : **Width**



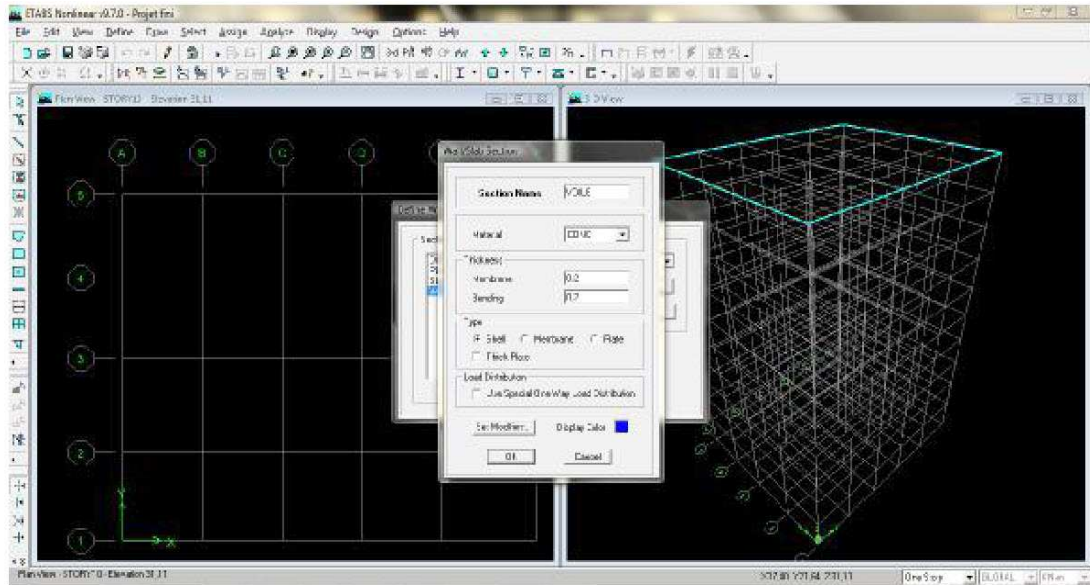
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inertie, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

- Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.
- Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).
- On choisit le menu **Define et wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.




## Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)






### ❖ Affectation des sections aux éléments

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :


- Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en

utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outils flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.



- Dans la barre d'outil nous cliquons sur  où Assign-Frame-sections
- On aura une boîte de dialogue qui est celle de Define Frame sections et dans la liste Frame section –Name : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec OK. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.
- On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.
- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement, ça dépend de la ligne visée (un seul clic suffira pour le tracer).
- Pour tracer librement l'élément on choisit  et en clique sur le point de départ ensuite sur le point final. Il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils  .

Pour rajouter des voiles :

- Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limites deux lignes successive verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

## Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

- Pour tracer le voile librement on choisit .
- Pour affecter **Shell sections** au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisir la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.

### Quatrième étape

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, ect..) pour la structure à modéliser.

#### a) Appuis : (restraints)

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations, pour modéliser cet encastrement, on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Restraints

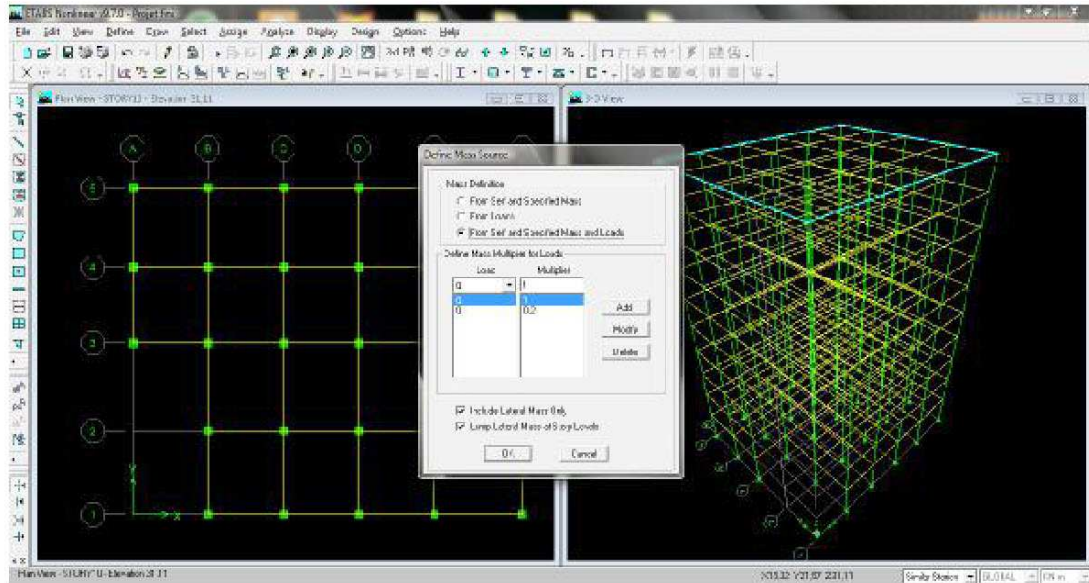


#### b) Masse-Source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass-Source**.

- On donne la valeur 1 pour la charge permanente
- On donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.

## Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)



### c) Diaphragmes

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

**Assign → Joint/point → Diaphragm → Add New Diaphragm.**



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

### Cinquième étape

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

#### A. Charges statiques

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et à des surcharges d'exploitation

## Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

(Q), pour les définir on clique sur :

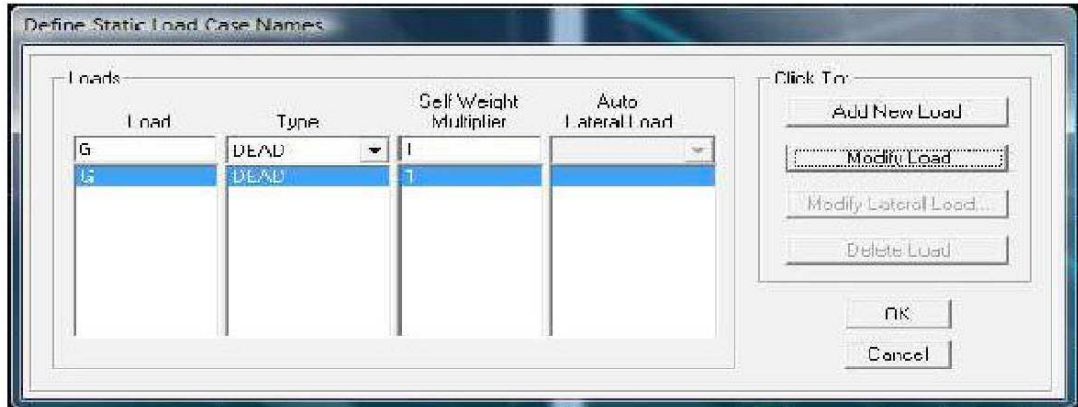
Define → Static load cases

### ❖ Charges permanentes

Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

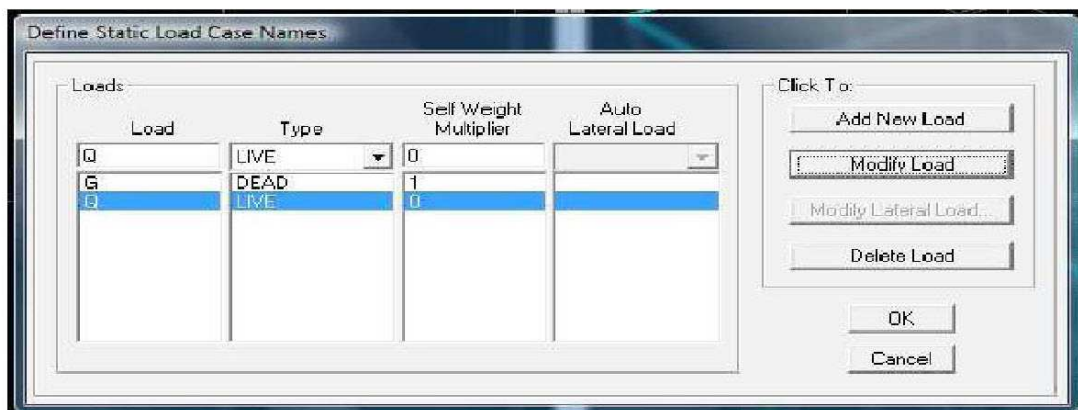


### ❖ Surcharges d'exploitation

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



## B. Charge dynamique (E)


Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

### ❖ Données à introduire dans le logiciel

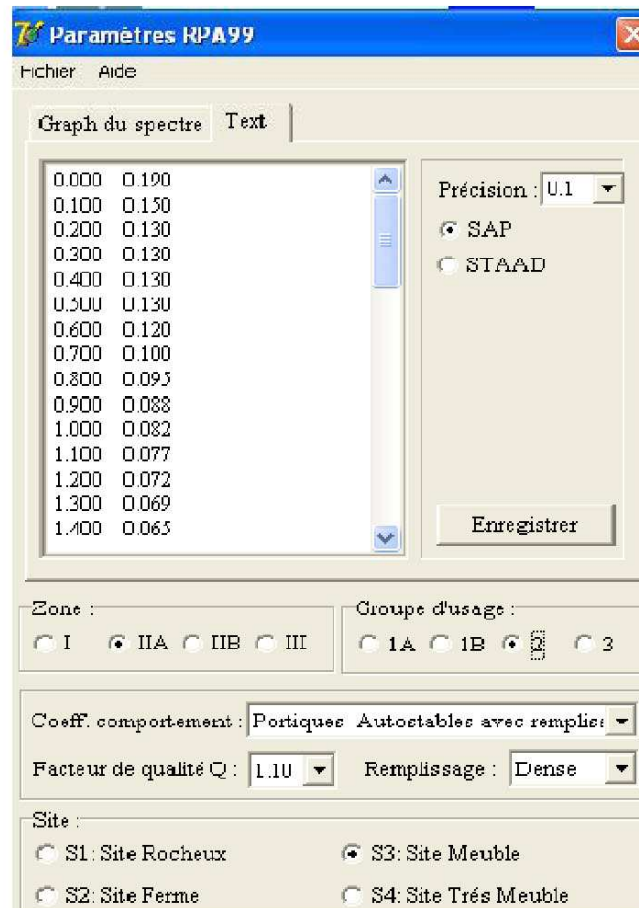
- Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- Coefficient de comportement (R) : 2 (voir chapitre 3.2 du RPA 2003)

## Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

- Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre 1)
- Facteur de qualité (Q)

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône .

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet Text.

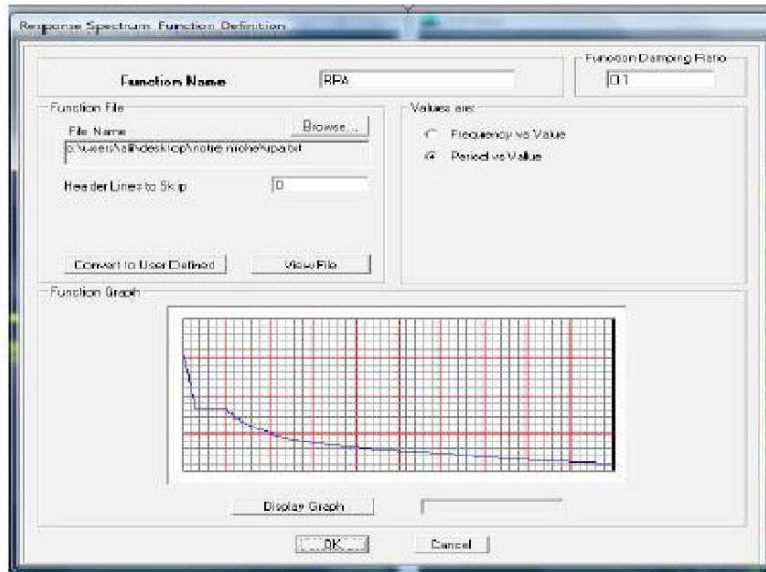


Freq. (s)	Response
0.000	0.190
0.100	0.150
0.200	0.130
0.300	0.130
0.400	0.130
0.500	0.130
0.600	0.120
0.700	0.100
0.800	0.095
0.900	0.088
1.000	0.082
1.100	0.077
1.200	0.072
1.300	0.069
1.400	0.065

➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

**Define → Response Spectrum Functions → Spectrum from file**

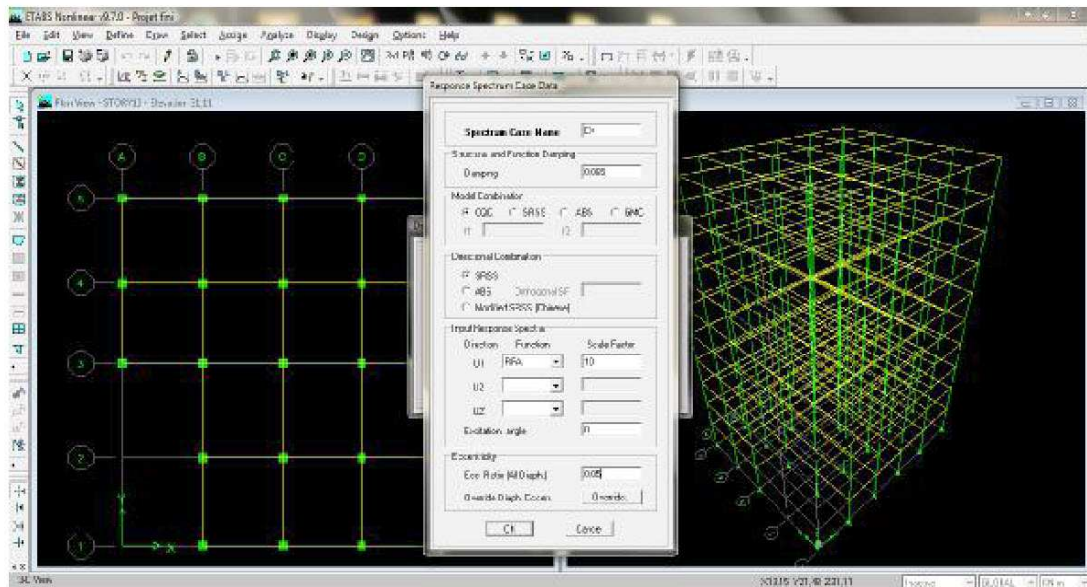
## Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)



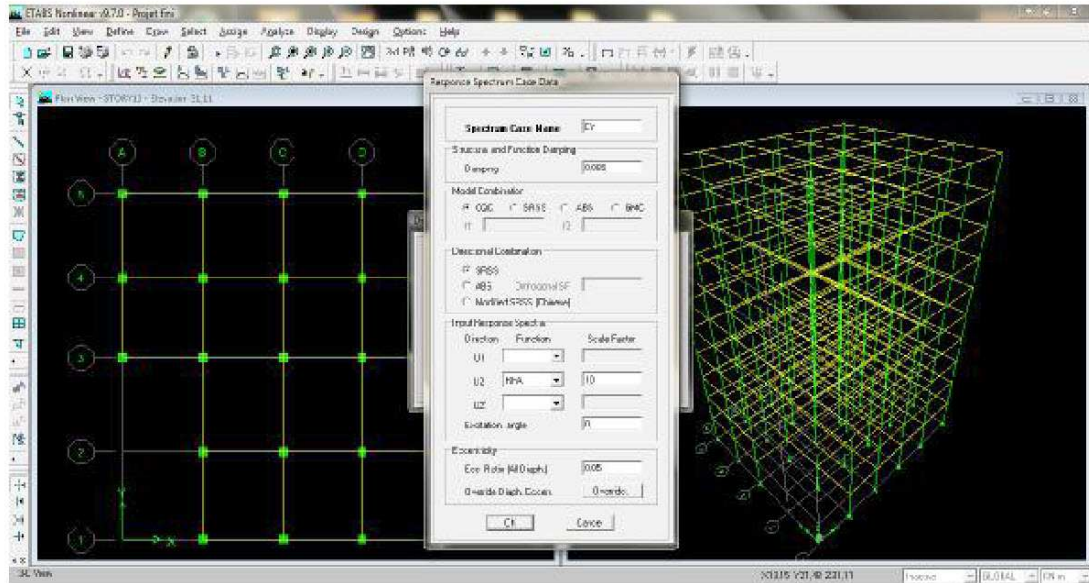
Function Name (nom du spectre): RPA.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Responses spectrum cases → Add New Spectrum.



## Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

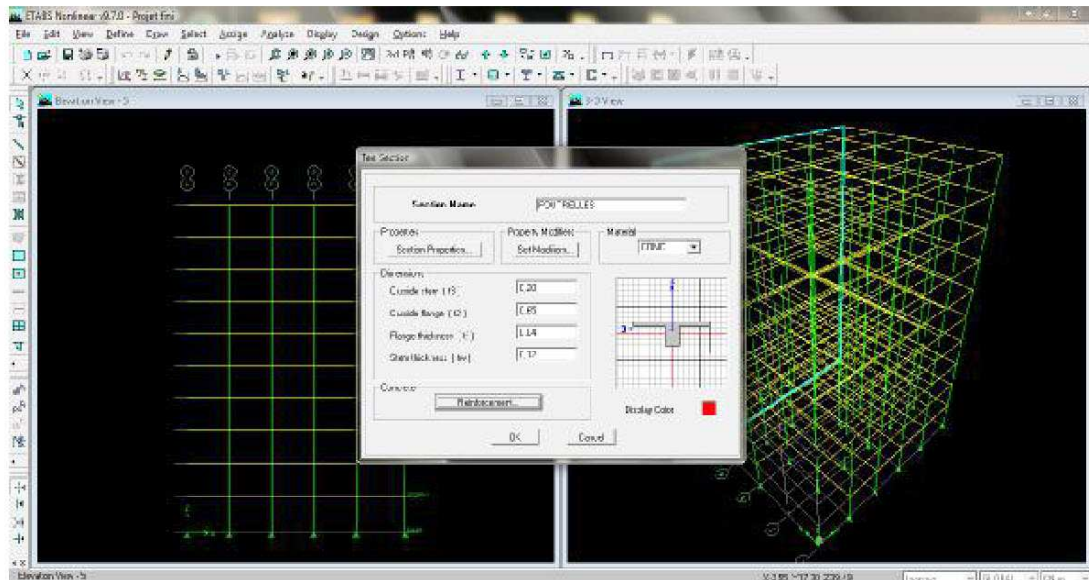


Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

**Sixième étape : Chargement des poutrelles.**

Pour définir les poutrelles, on clique sur :

**Define → Frame section → Add Tee**



**Outside stem (hauteur du plancher = 0,20m)**

## **Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)**

**Outside flange** (largeur de la poutrelle = 0,65m)

**Flange thickness** (épaisseur de la dalle de compression = 0,04m)

**Stem thickness** (épaisseur du talon = 0,12m)

**Remarque:**

ETABS rajoute le poids propre des éléments, donc il faut enlever le poids propre de la poutrelle sinon ETABS va le compter 2 fois (on enlève le poids propre des poutrelles uniquement de la charge permanente).

Pour introduire les poutrelles :

On clique sur l'icône **Create Secondary Beams in Region or at Clicks**, il s'affiche une fenêtre **Properties of Object**.

**Property** (poutrelle)

**Moment Releases** (Continuous)

**Spacing** (Max spacing)

**Max spacing** (0,65m)

**Approx. orientation** (Parallèle to X or Y)

### **Septième étape**

La septième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

**ELU** :  $1.35G+1.5Q$

**ELS** :  $G+Q$

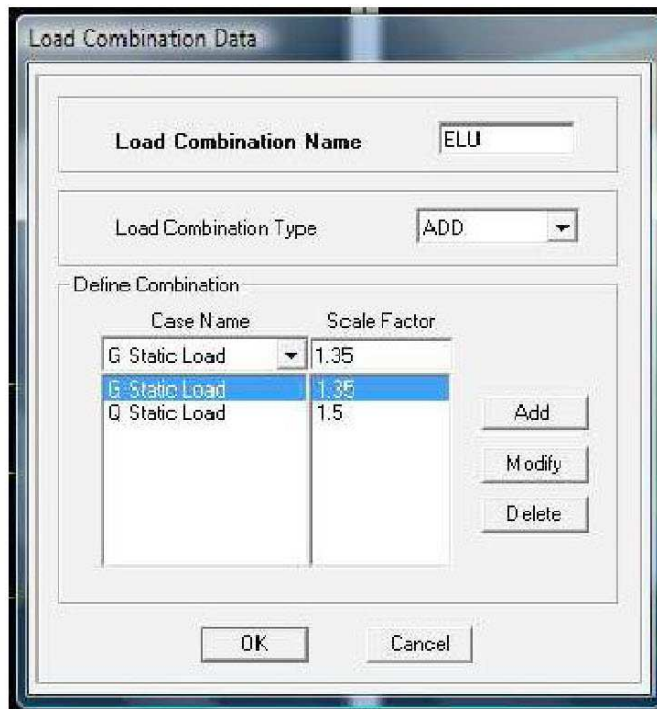
➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

**GQE** :  $G+Q+E$

**08GE** :  $0,8G+E$

**Define** → **Load combination** → **Add New Combo**

## Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons de charges.

**Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats.**

### ❖ Lancement de l'analyse

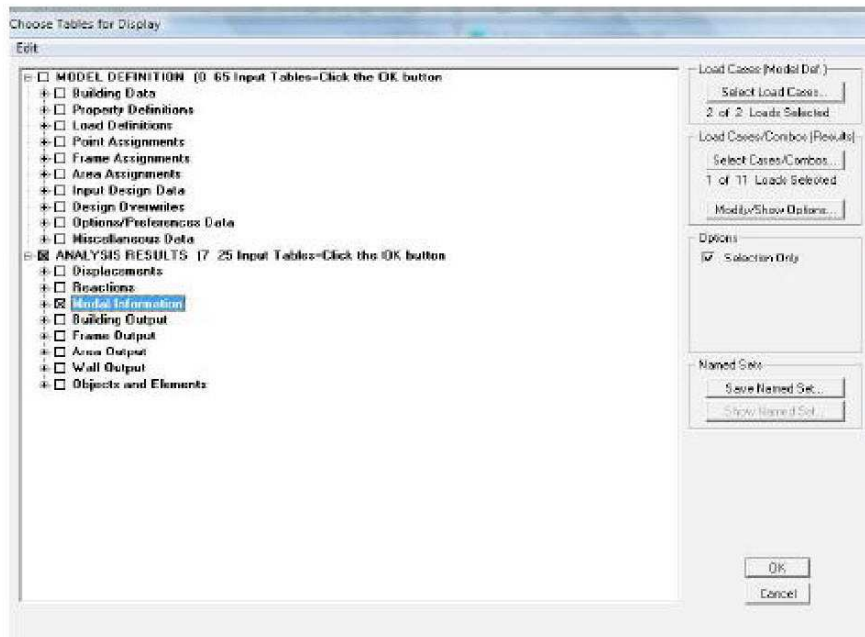
Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

### ❖ Visualisation des résultats

#### • Période et participation modale

Dans la fenêtre **display show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

## Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)



- **Déformée de la structure**

On appuie sur l'icône Show Deformed Shape et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne Show Member forces/Stresses Diagram dans le menu Display.

Efforts internes dans les éléments barres :

- **Les poutres**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : Display Show tables

Dans Element Output on sélectionne « Frame Forces » (Efforts dans les barres).

On clique sur Select Case/comb pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur OK.

- **Les poteaux**

Pour extraire les valeurs des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans Area Output on clique sur « Area forces and Stresses » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur show tables puis on coche « Displacements».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur Excel ,la colonne  $U_x$  correspond au sens  $xx$  , et  $U_y$  au sens  $yy$ .

- **Effort tranchant et moment sismique à la base**

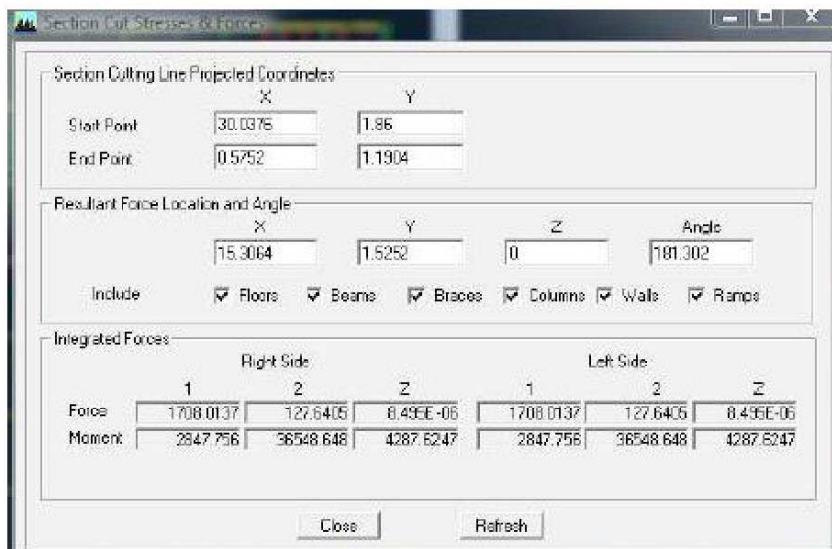
## Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables**, on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

- **Effort tranchant de niveau**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**. Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



### Remarque

En désélectionnant la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

## Annexe n° 04 Méthode des trois moments

### Rappel sur la méthode des trois moments

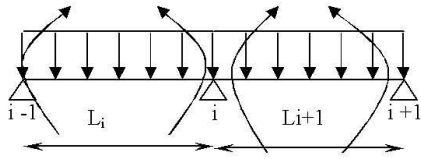


Figure 1 Méthode des trois moments.

#### ▪ Moment aux appuis

$$M_{i-1}.L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}(L_{i+1}) + 6.EI( W_i^g + W_i^d ) = 0$$

$$M_{i-1}.L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}(L_{i+1}) = - 6.EI ( W_i^g + W_i^d )$$

$$\text{Avec : } W_i^g = \frac{Q_i.L_i^3}{24E.I_i} \quad W_i^d = \frac{Q_{i+1}.L_{i+1}^3}{24E.I_{i+1}}$$

$W_i^g$ ,  $W_i^d$  respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui considéré.

$M_{i-1}$ ,  $M_i$ ,  $M_{i+1}$ , sont les moments aux appuis respectifs  $i-1$ ,  $i$ ,  $i+1$  pris avec leurs signes.

#### ▪ Moment en travée

$$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} x \quad \text{avec}$$

$M(x)$  : moment à l'abscisse  $x$  de la travée hyperstatique.

$\mu(x)$  : moment isostatique tel que :

$$\mu(x) = \frac{q.L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

$M(x)$  prend la valeur maximale quand

$T(x) = 0$  c'est-à-dire :

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qL_{i+1}}$$

#### ▪ Efforts tranchants

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{qL_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{-Pour } x = i \Rightarrow T(i) = \frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{-Pour } x = i+1 \Rightarrow T(i+1) = -\frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

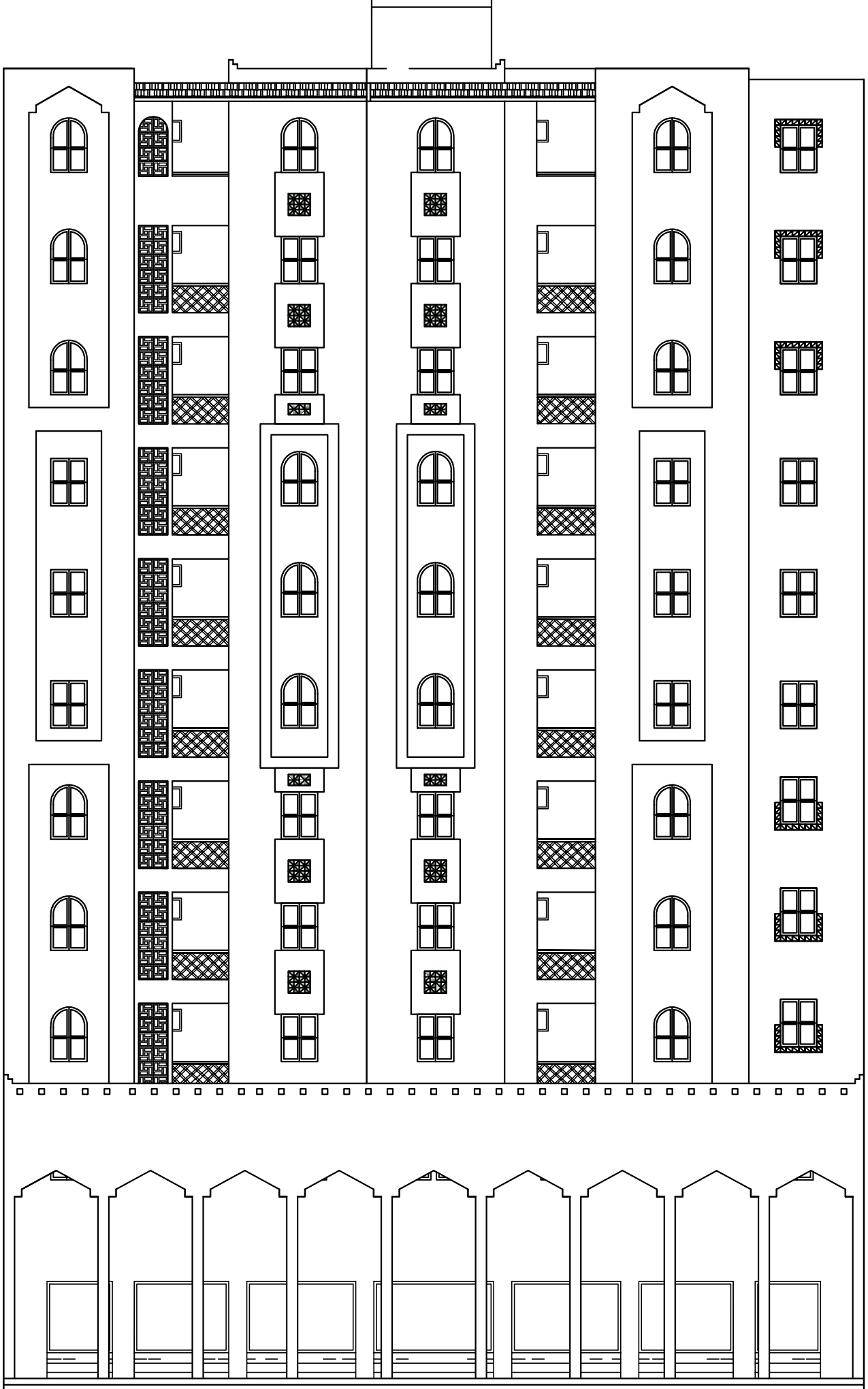
#### Remarque

L'inconvénient de la méthode des 3 moments est qu'elle surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travée, puisque le béton est un matériau hétérogène, pour cela on réduit les moments sur appuis de  $1/3$  des valeurs trouvées ainsi qu'on augmente les moments en travée de  $1/3$  des valeurs trouvées.

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



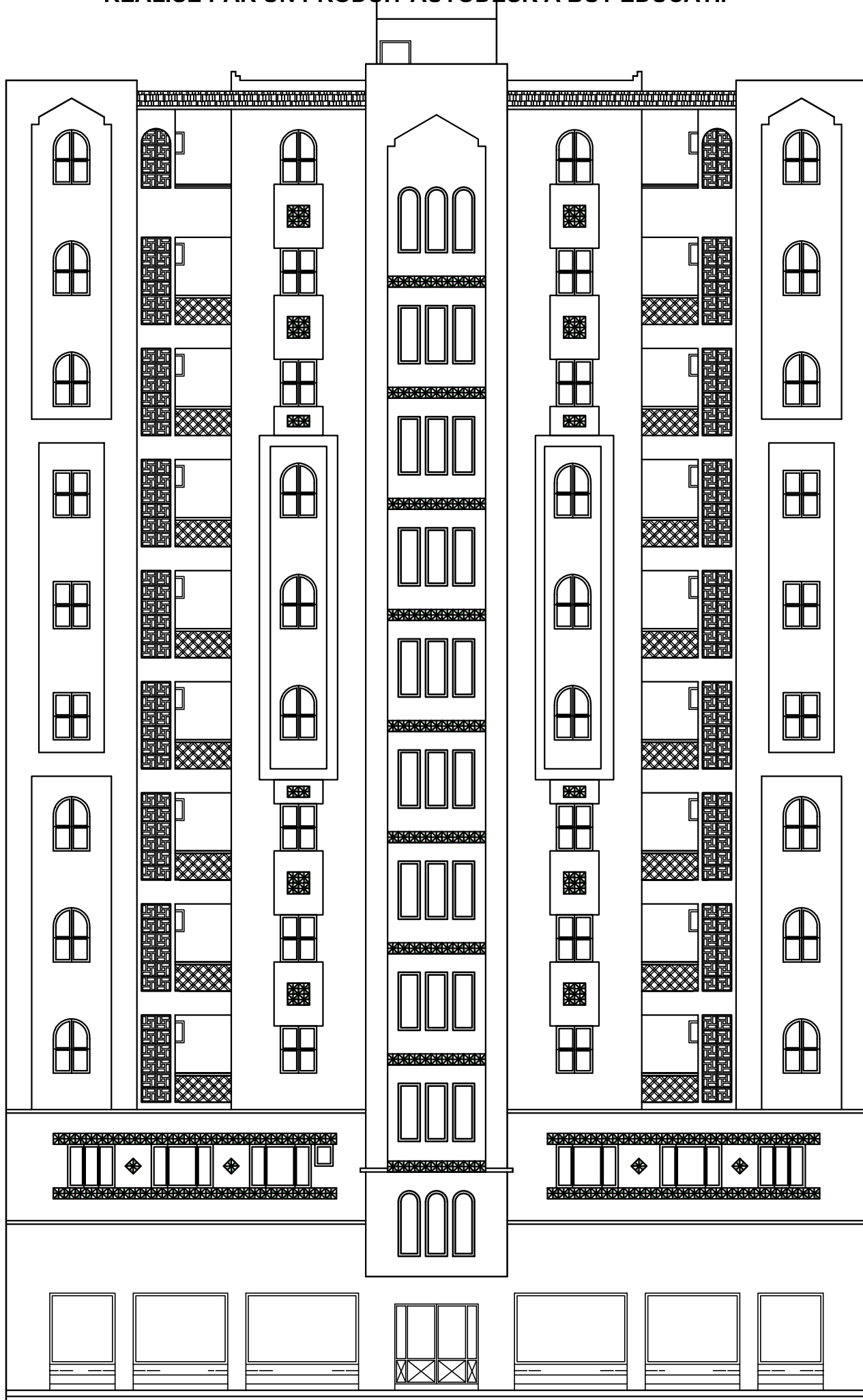
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FACADE PRINCIPALE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

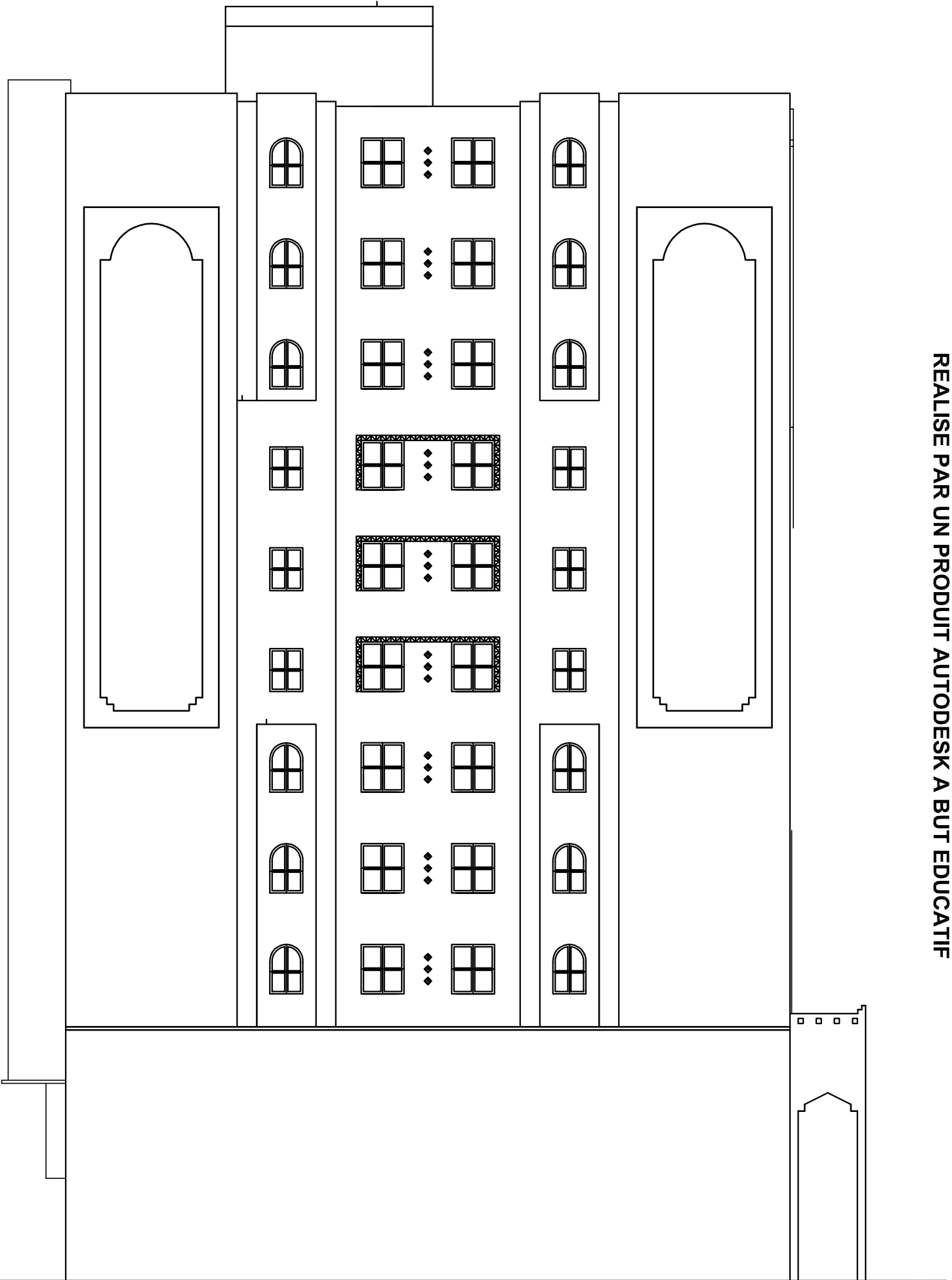


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

*FACADE POSTERIEURE*

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

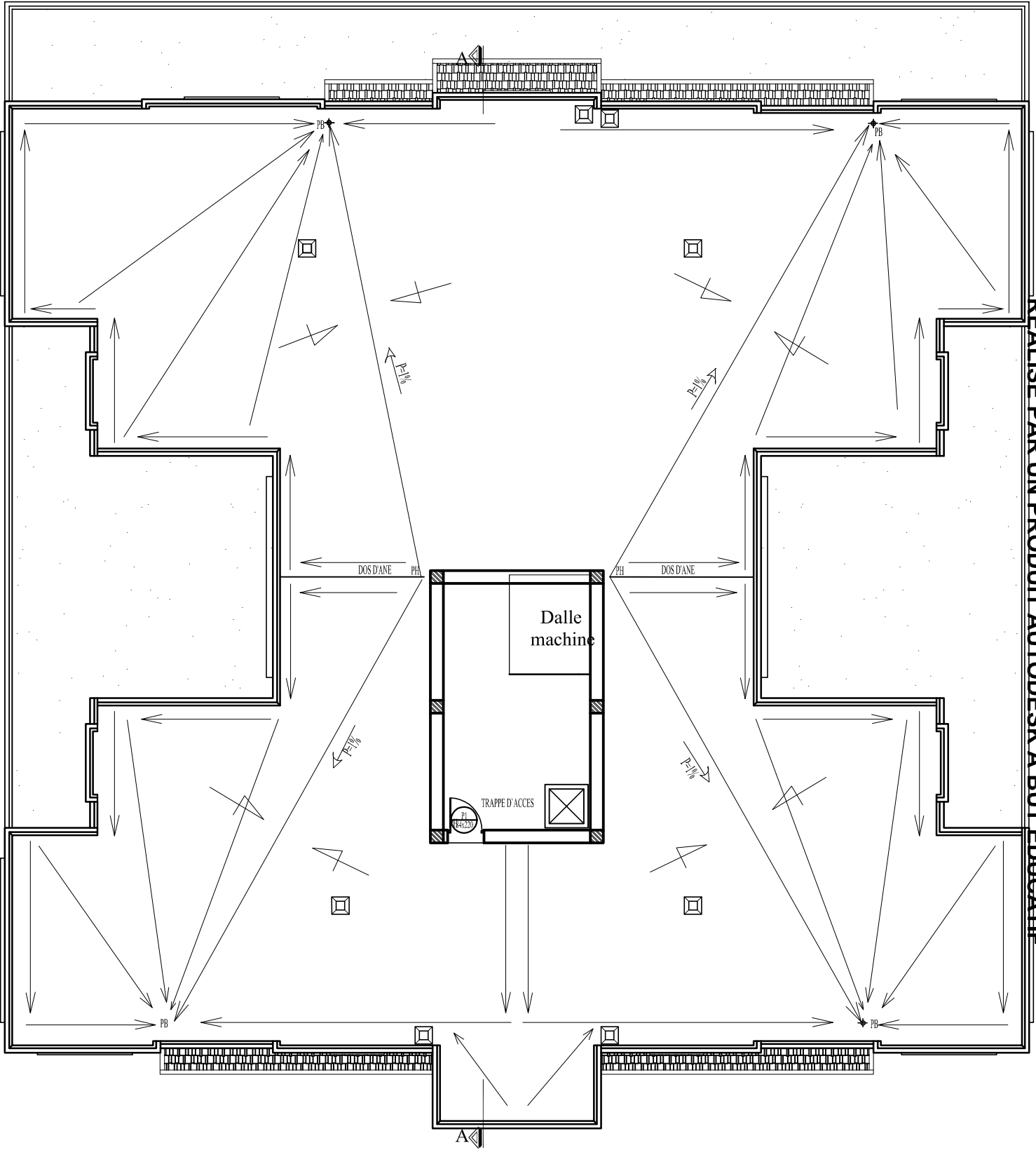
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



*FACADE LATERALE*

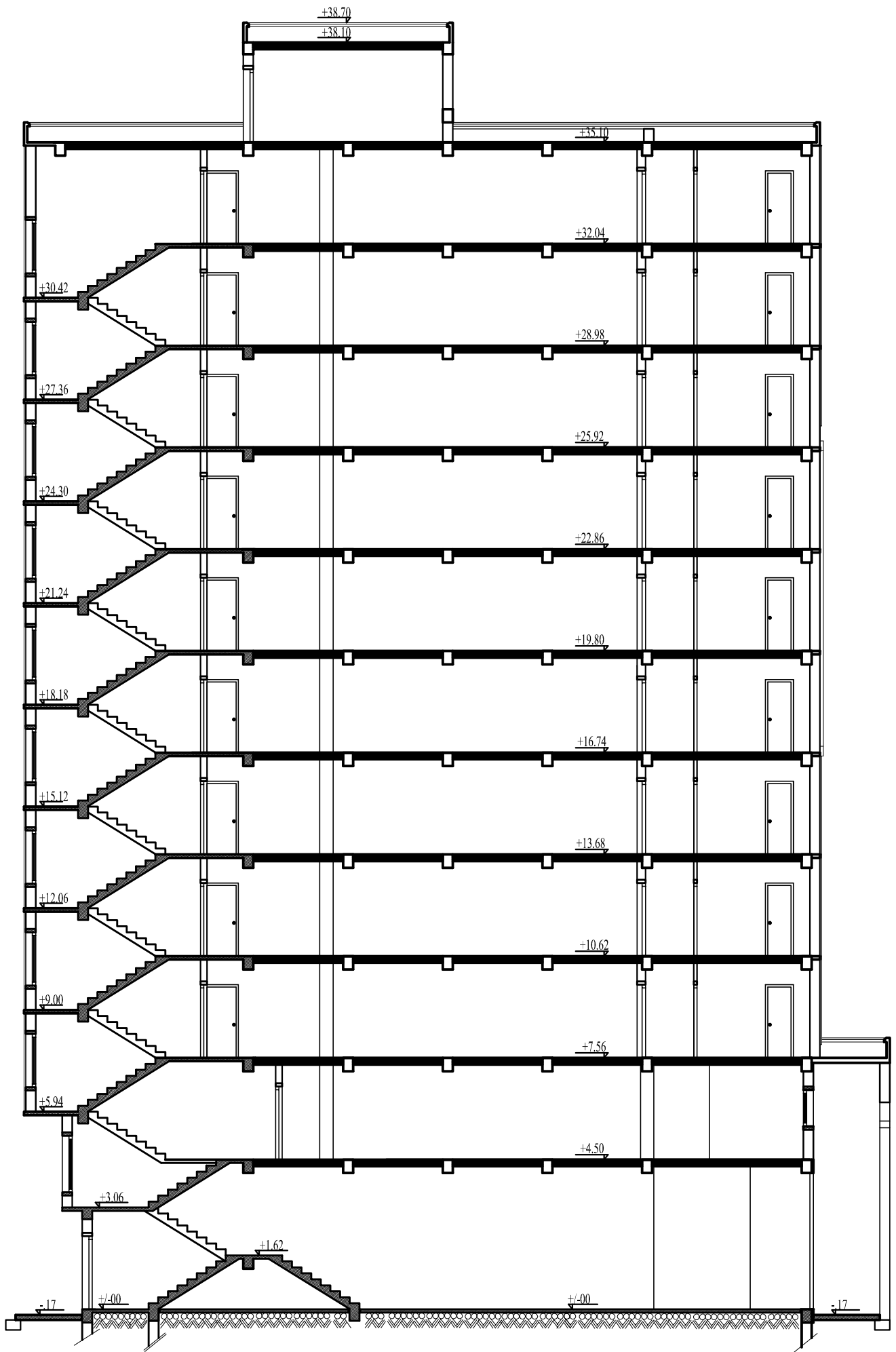
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



VUE EN PLAN TERRASSE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



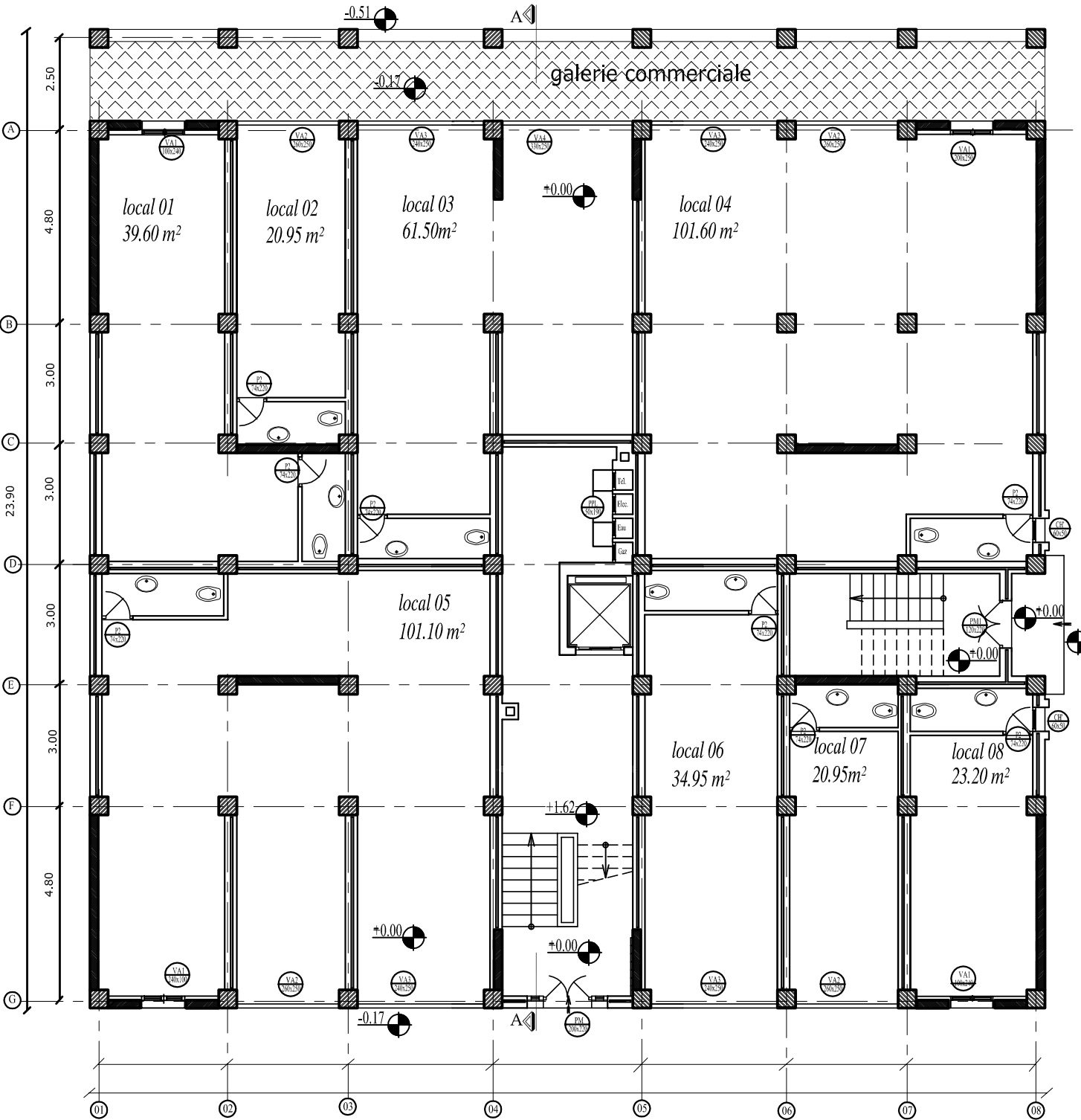
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

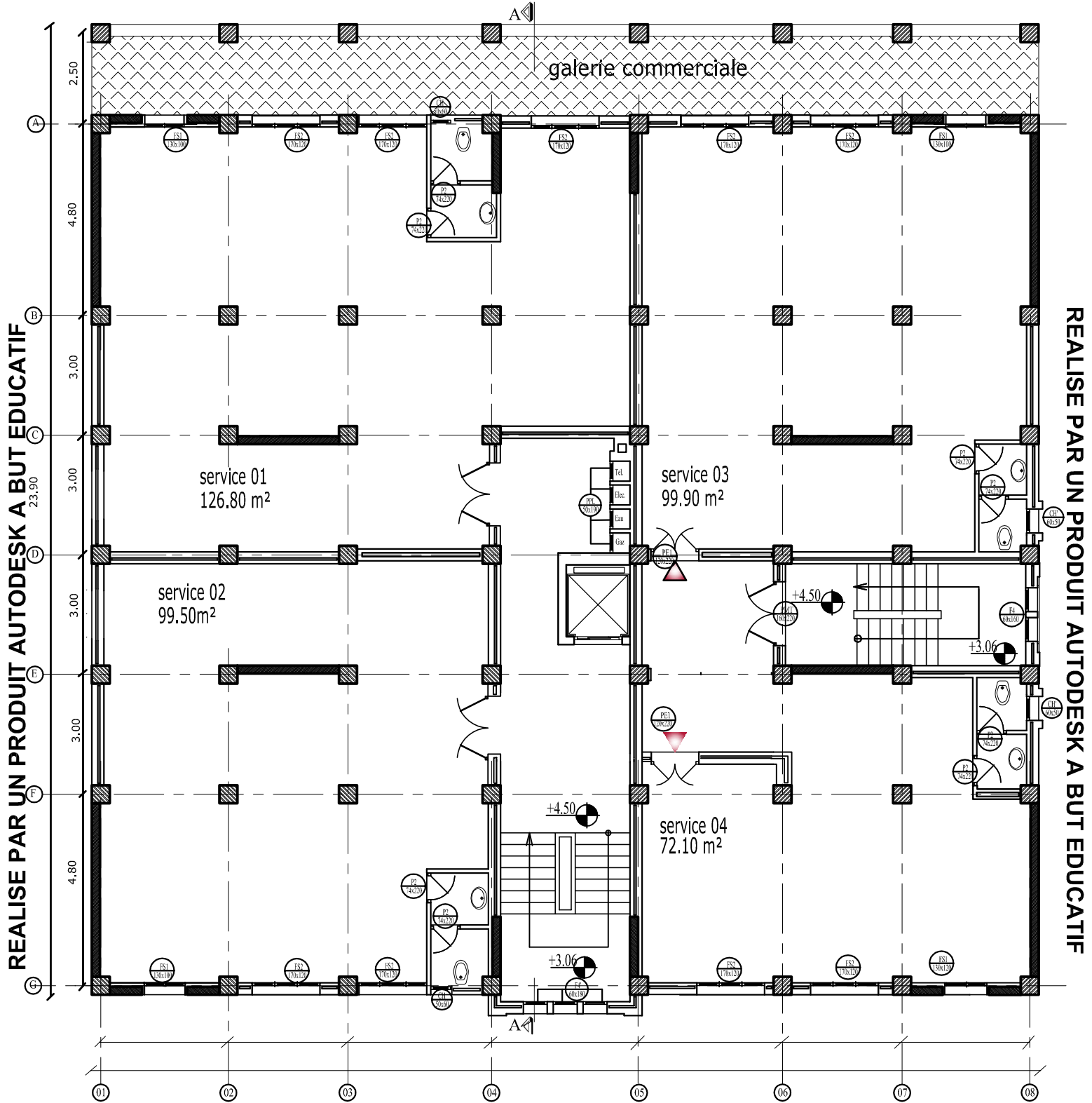
COUPE A-A  
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



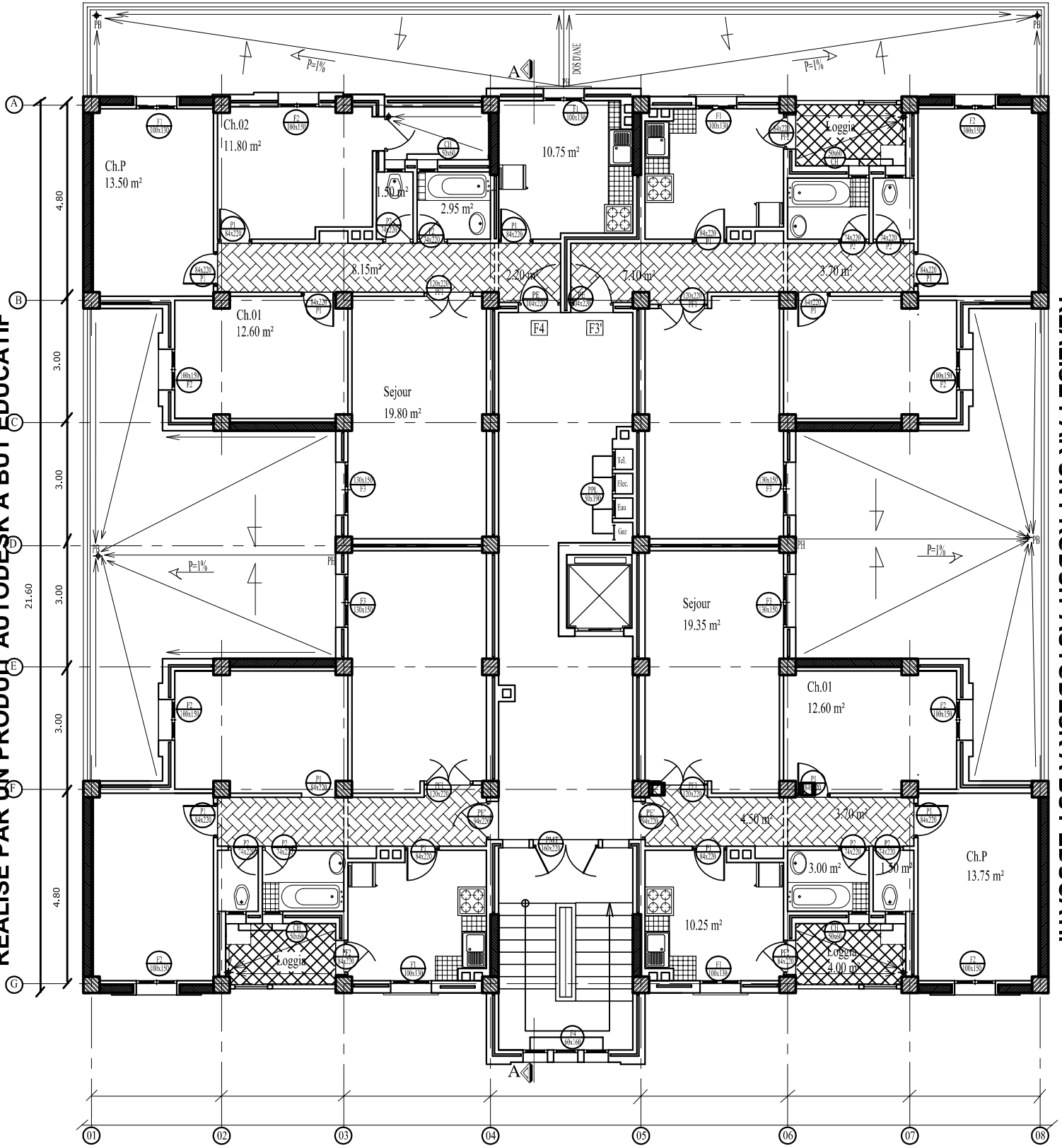
VUE EN PLAN RDC



VUE EN PLAN 1er ETAGE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

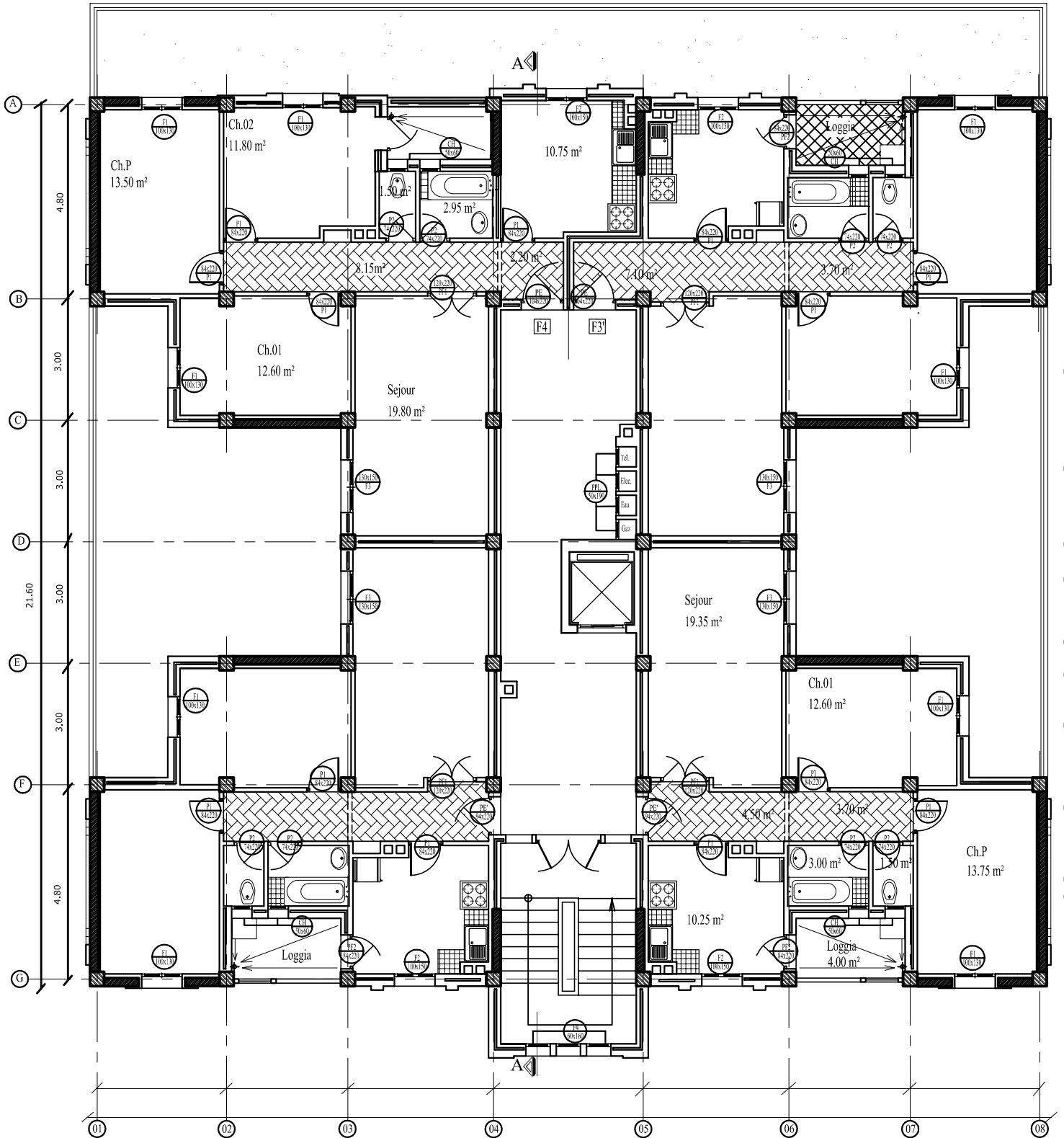
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



VUE EN PLAN ETAGES 02 & 03 & 04

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

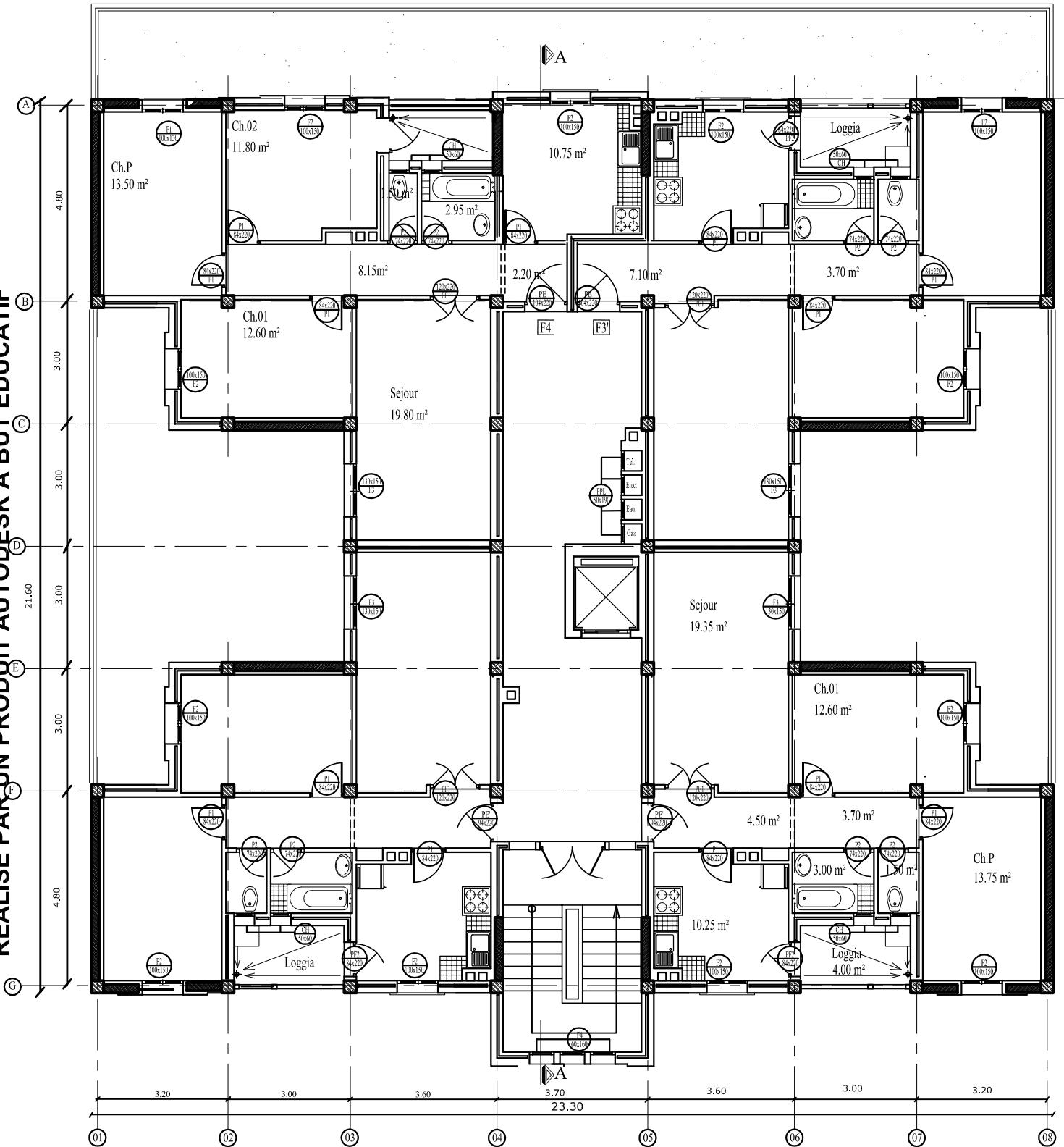
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



VUE EN PLAN ETAGES 05 ....et 09

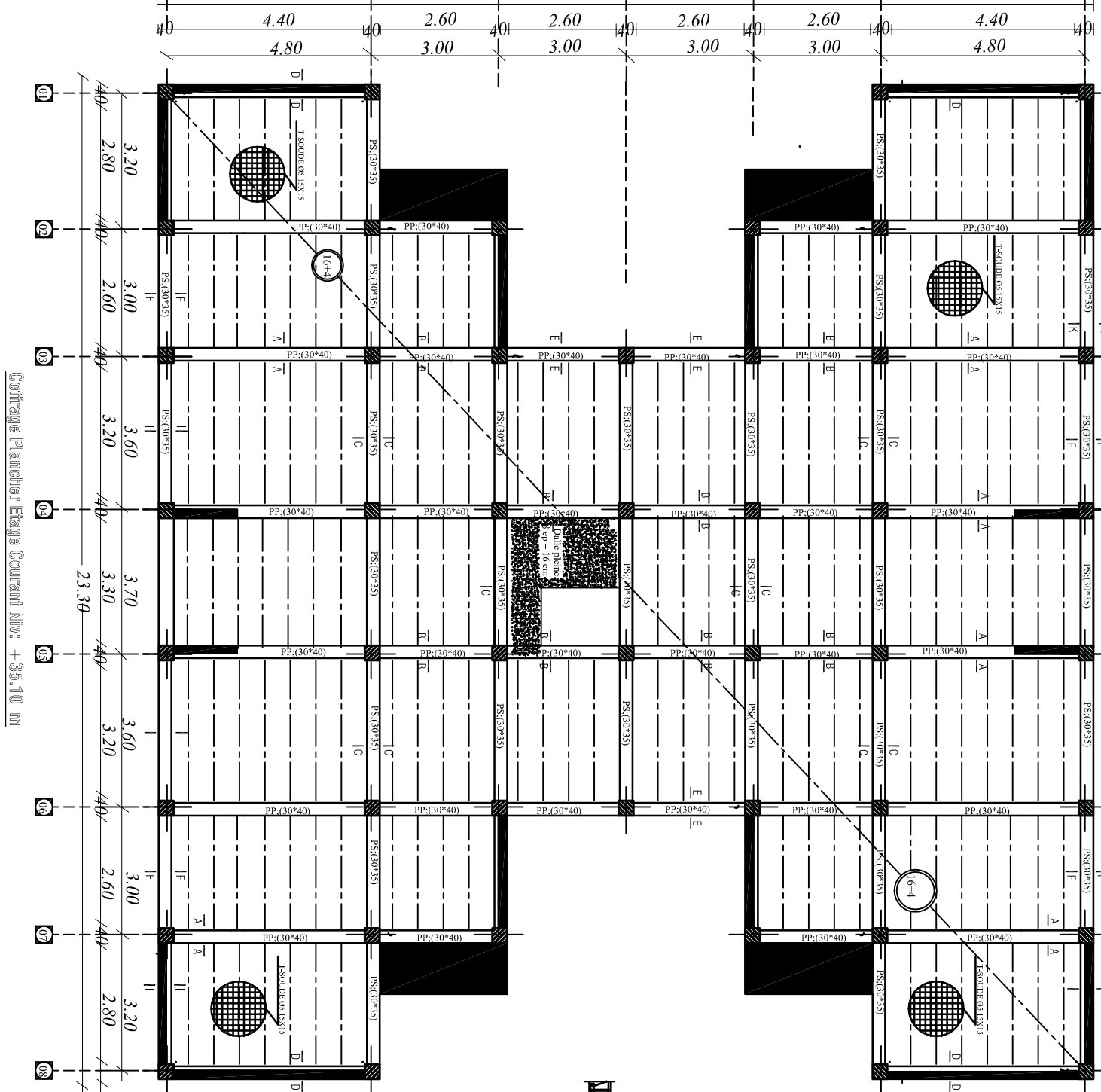
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

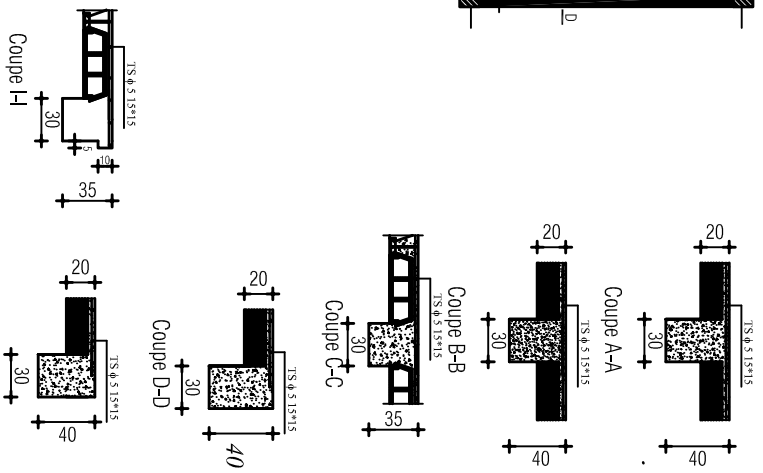


VUE EN PLAN 10<sup>ème</sup> ETAGE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



Coffrage Plancher Etage Courant Niv: +35.10 m

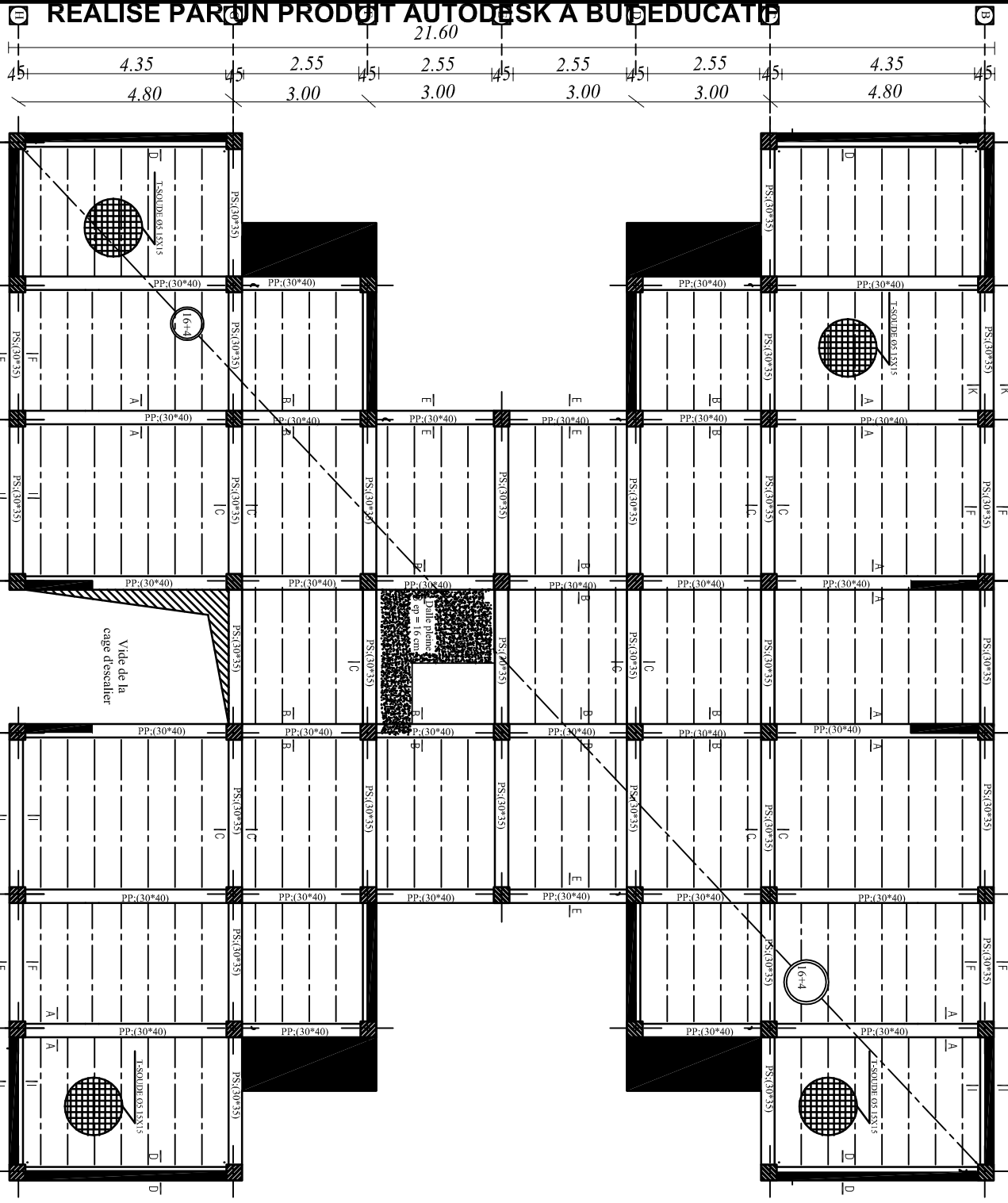


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZOUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:		ETUDE PAR:	
Coffrage Plancher Etage Courant		Mr. LAKROUF Omar	
Niv: 35.10m		Mr. AZZAZ Samir	
Echelle		DIRIGE PAR:	
		Mr. MOSTFAI	
		PROMOTION 2011-2012	

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

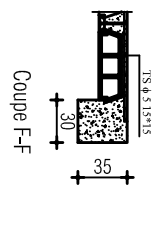
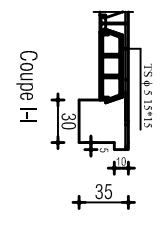
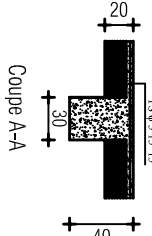
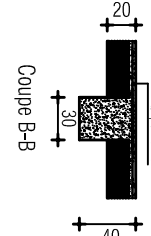
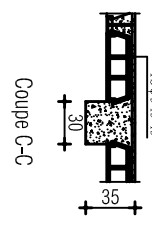
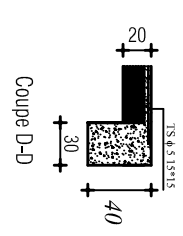
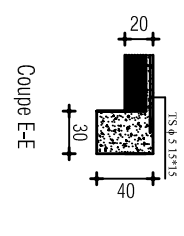
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



Coffrage Plancher Etage Courant Niv: +19.80 m

<p><b>TITRE:</b> Coffrage Plancher Etage Courant</p>		<p><b>ETUDE PAR:</b> Mr. LAKROUF Omar Mr. AZZAZ Samir</p>	
<p><b>NIV: +19.80m</b></p>		<p><b>DIRIGE PAR:</b> Mr. MOSTEFAI</p>	
<p><b>ECHILLE</b></p>		<p><b>PROMOTION 2011-2012</b></p>	

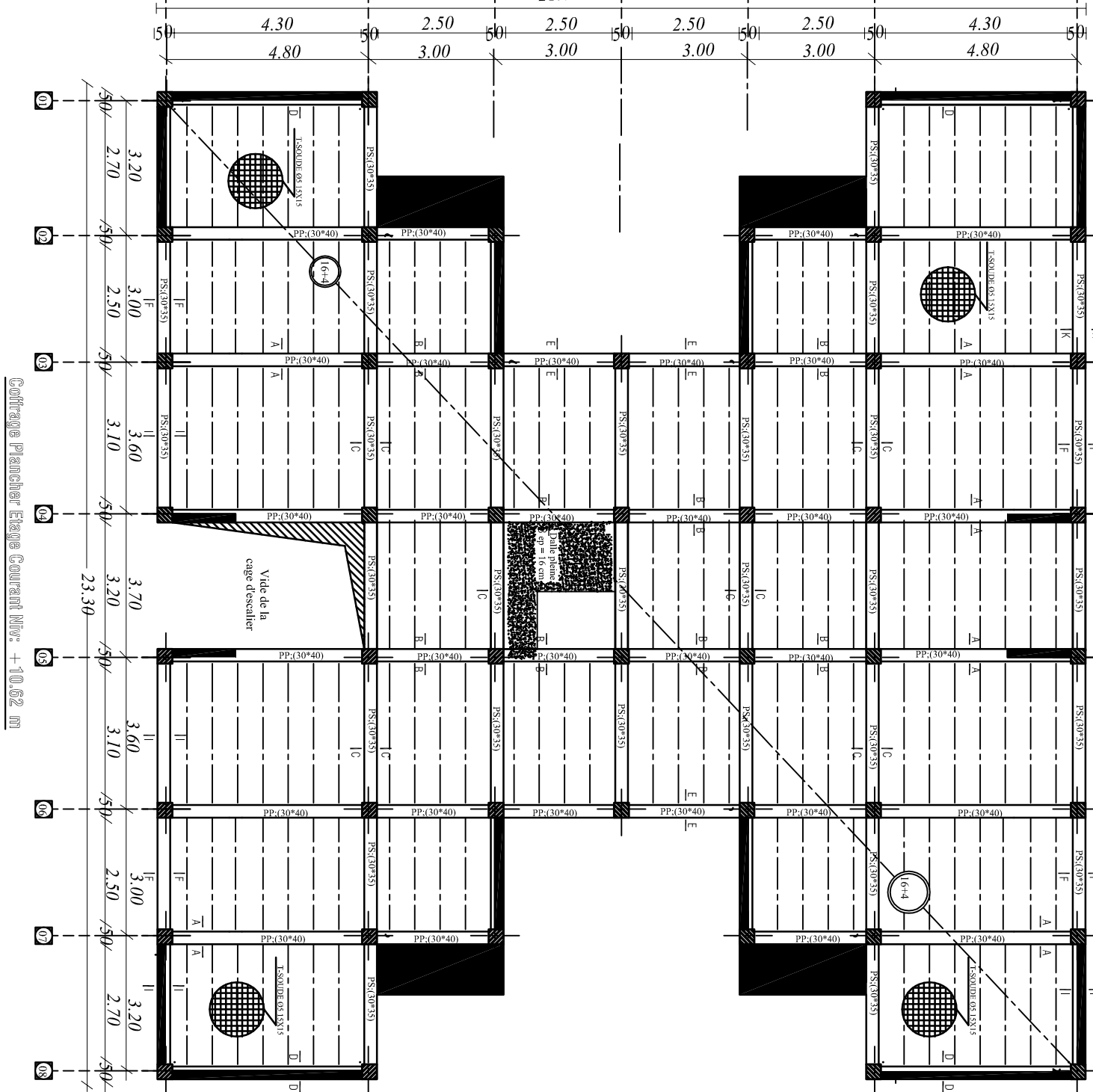
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

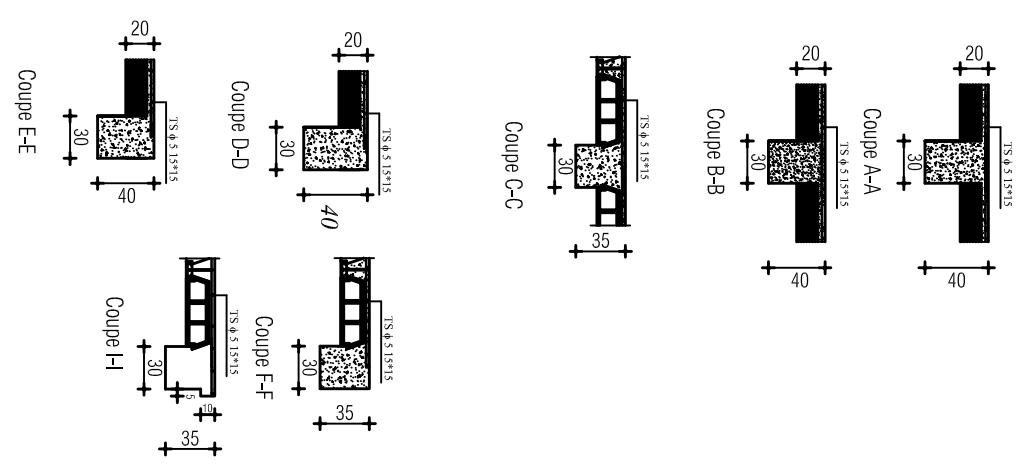
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



Coffrage Plancher Etage Courant Niv: +10.62 m

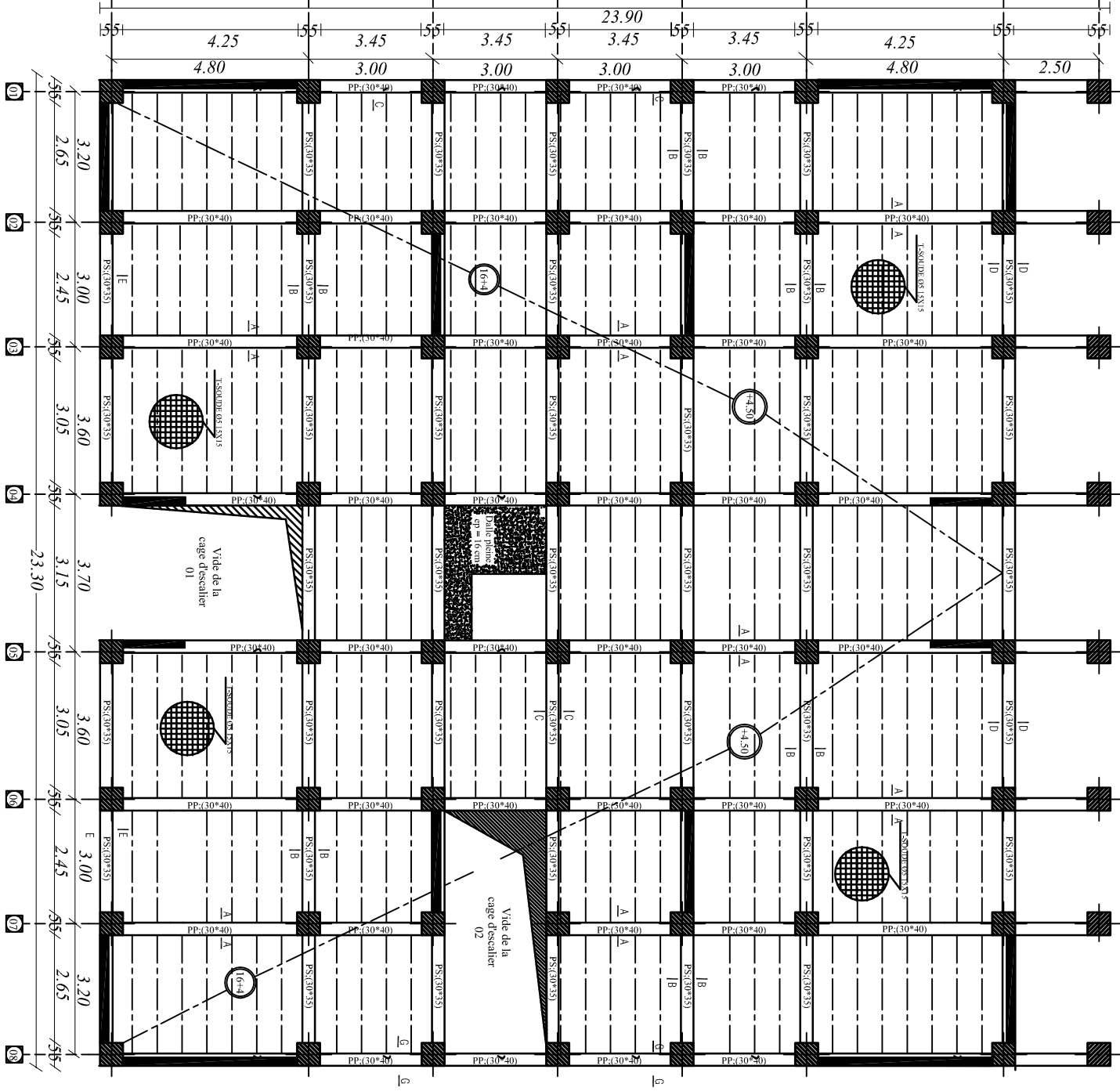
<p>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE          UNIVERSITE MOLOUD MAMMERI DE TIZ-LOUZOU          FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION          DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL</p>		<p>TITRE:          Etude Plancher Etage Courant</p>	<p>ETUDE PAR:          M. LAKROUF Omar          M. AZAZ Samir</p>
<p>ECHELLE          Niv: 10.52m</p>	<p>DIRIGE PAR:          M. MOSTFAI</p>	<p>PROMOTION 2011-2012</p>	



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

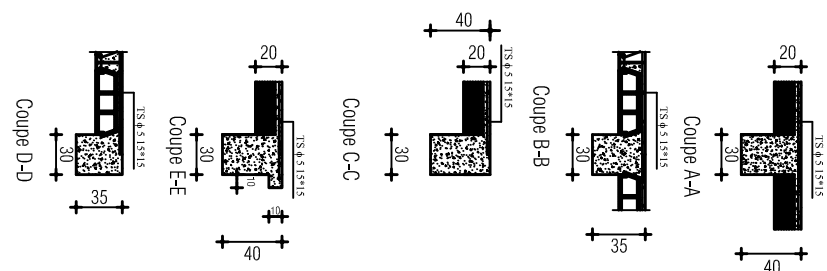


Coffrage Plancher Etage Service Niv. +4.50 m

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

COFFRAGE PLANCHER ETAGE SERVICE NIV. +4.50m		ETUDE PAR: Mr. LAKROUF Omar Mr. AZZAZ Samir
RECHELLE		
TITRE:		DIRIGE PAR: Mr. MOSTFAI
PROMOTION 2011-2012		

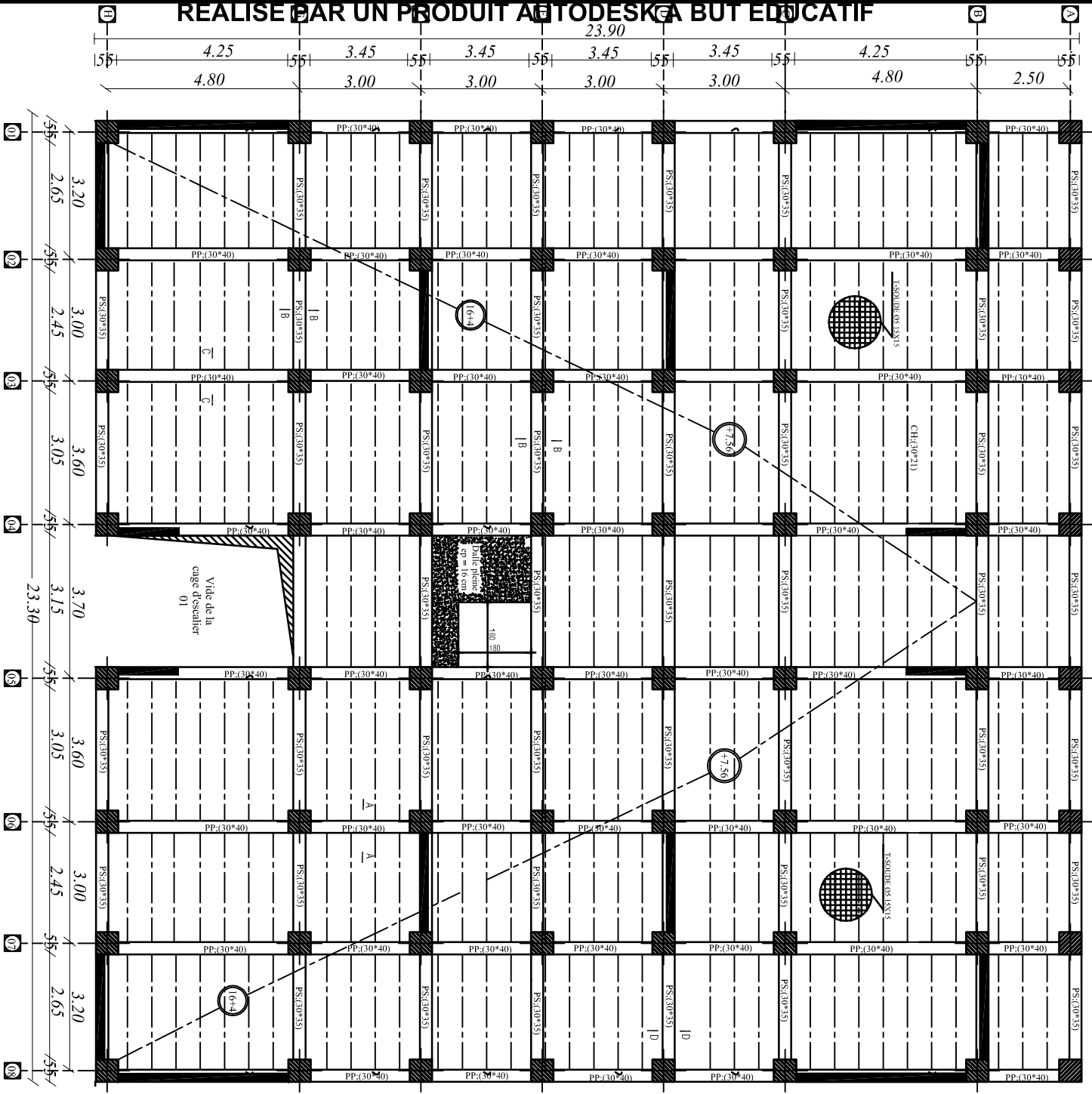
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

# REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

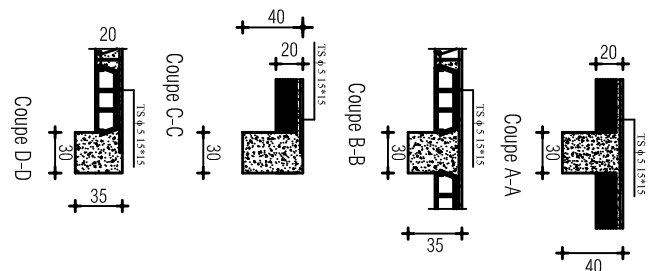


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

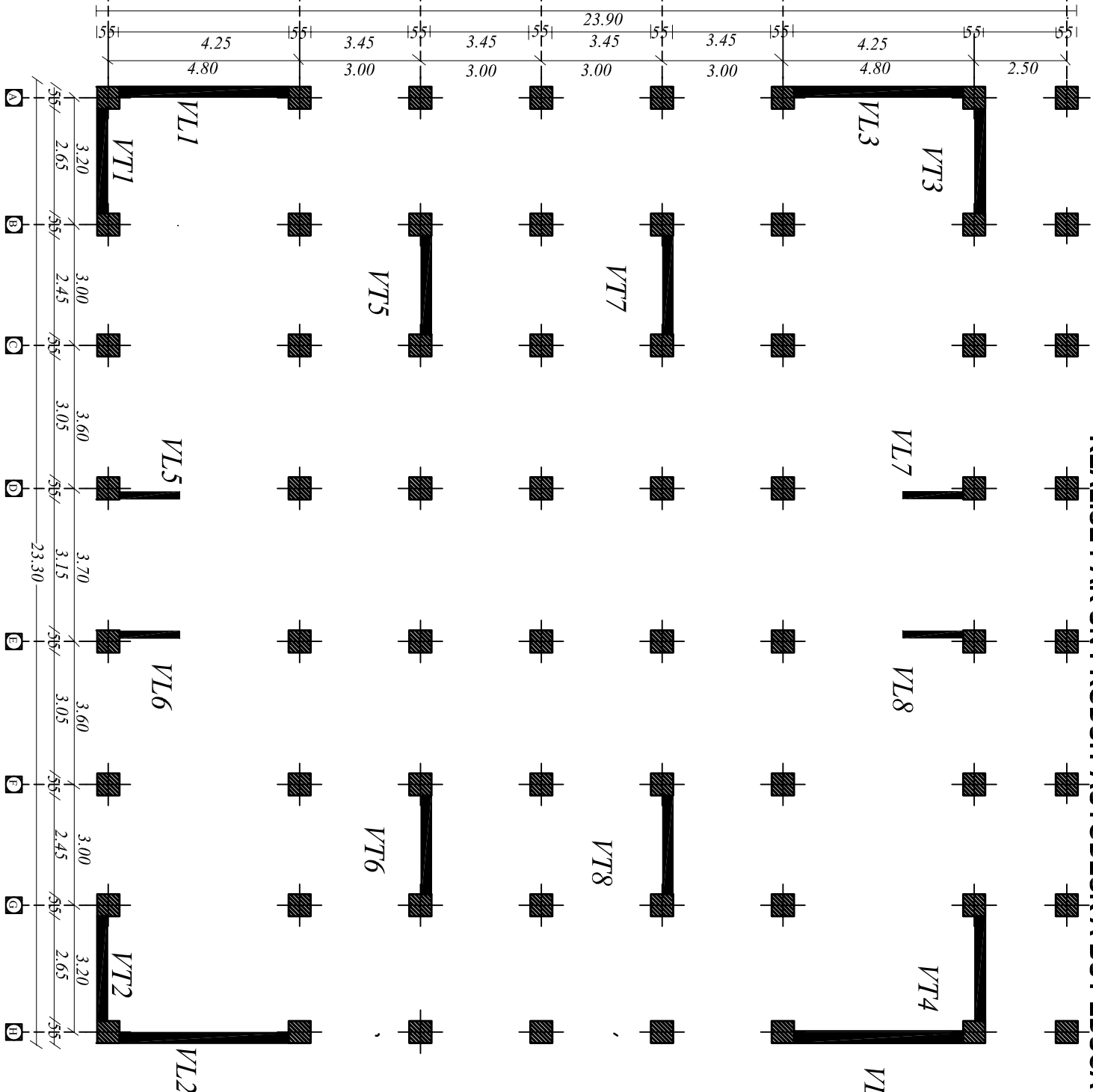
Coffrage Plancher Etage Service Niv. +7.56 m

Coffrage Plancher Etage Service	
Niv: 7.56m	
ECHELLE	
TITRE:	ETUDE PAR:
Mr. LAKROUF Omar	Mr. AZZAZ Samir
DIRIGE PAR:	Mr. MOSTFAI
PROMOTION 2011-2012	

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



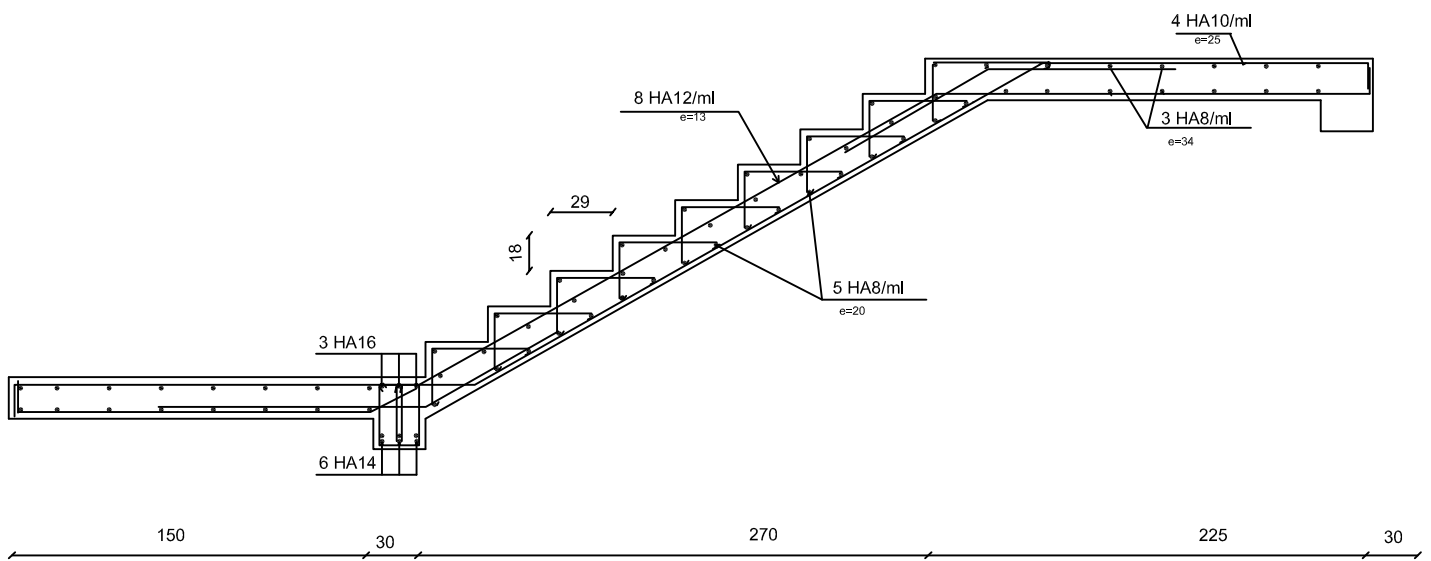
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



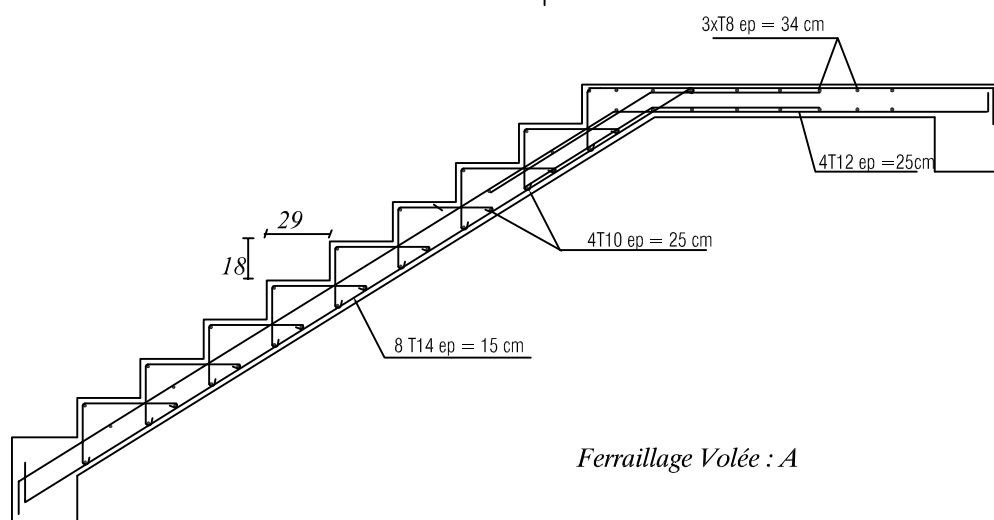
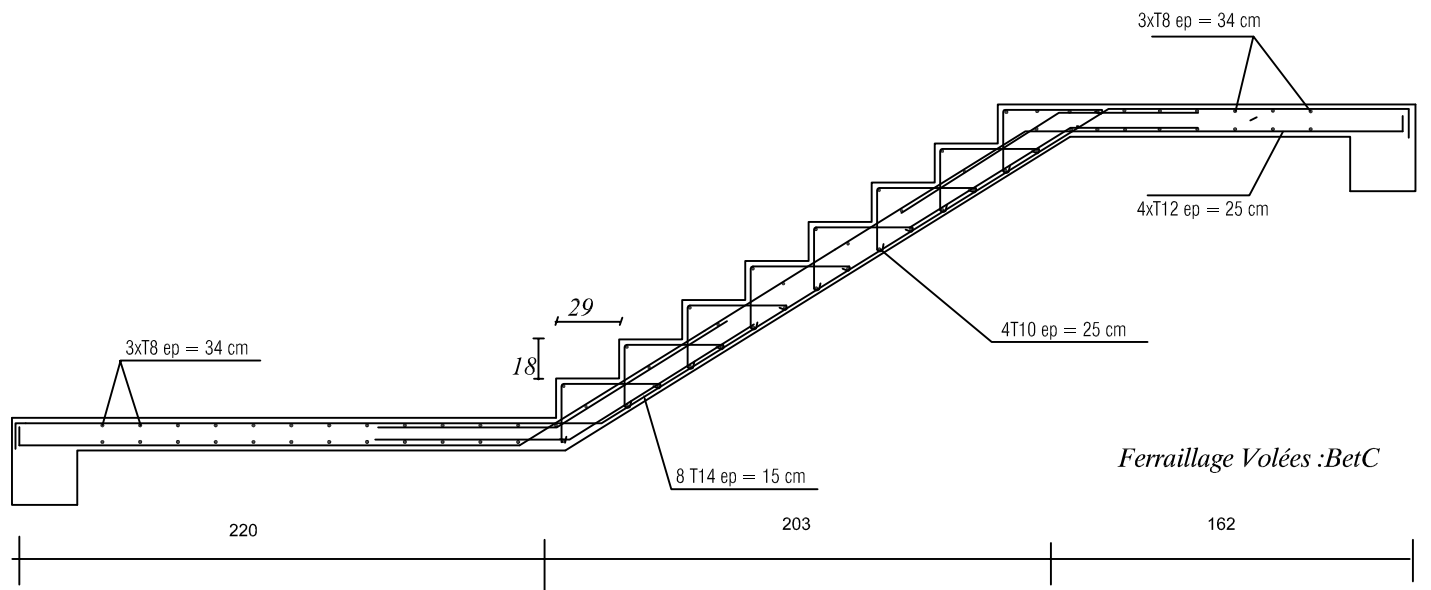
DISPOSITIONS DES VOILES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
TITRE: DISPOSITIONS DES VOILES	ETUDIE PAR: Mr. LAKROUF Omar DIRIGE PAR: Mr. AZZAZ Samir Mr. MOSTFAI
PROMOTION 2011-2012	ECHELLE

# Coffrage et ferrailage des escaliers d'étage courant



# Coffrage et ferrailage des escaliers d'étage service



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

**TITRE:**  
 Coffrage et ferrailage des escaliers

**ETUDE PAR:**  
 Mr. LAKROUF Omar  
 Mr. AZZAZ Samir

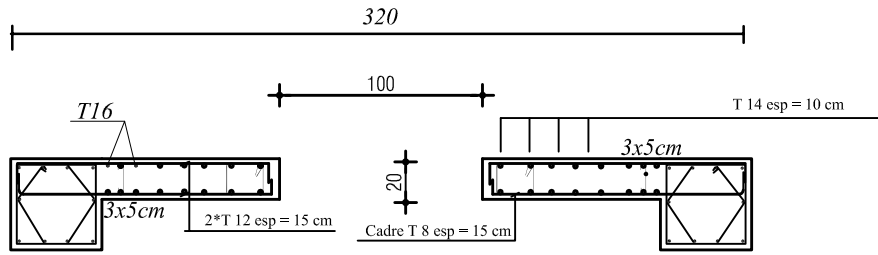
**DIRIGE PAR:**  
 Mr. MOSTFAI

ECHELLE

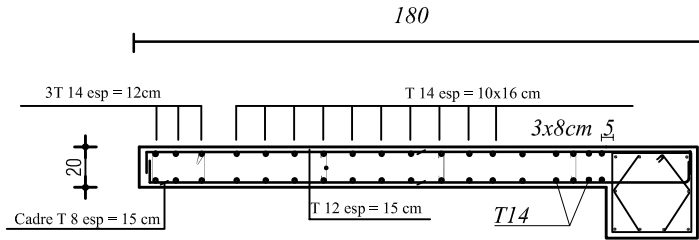
PROMOTION 2011-2012

# Ferr. voile de contreventement 5<sup>ème</sup> étage à Terrasse

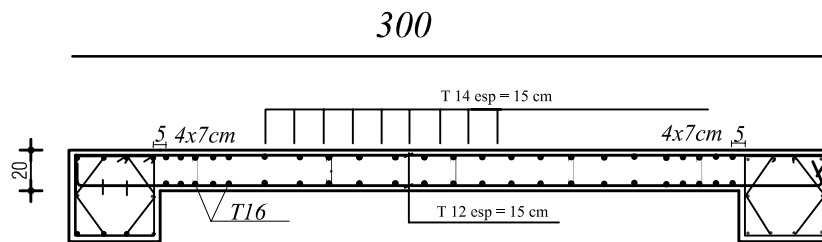
VT 2



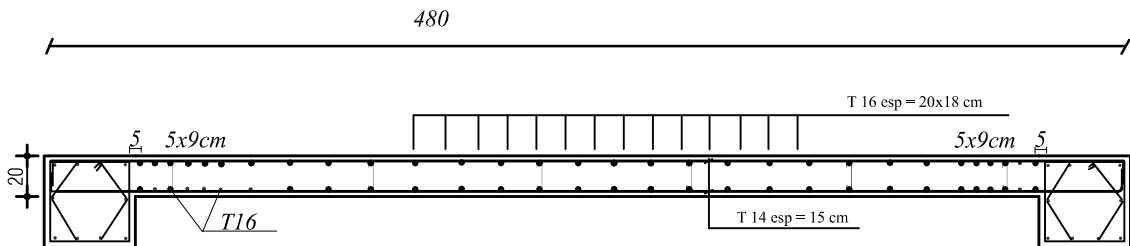
VL2



VT 1

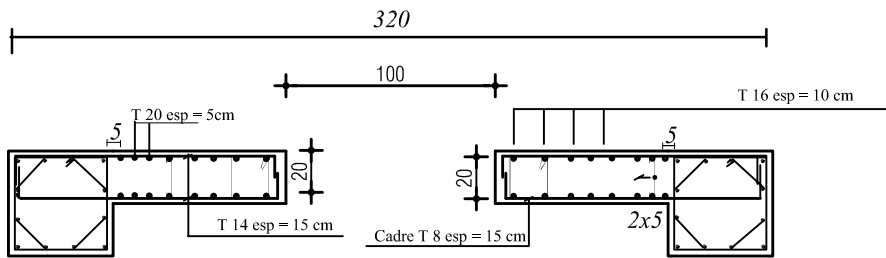


VL 1

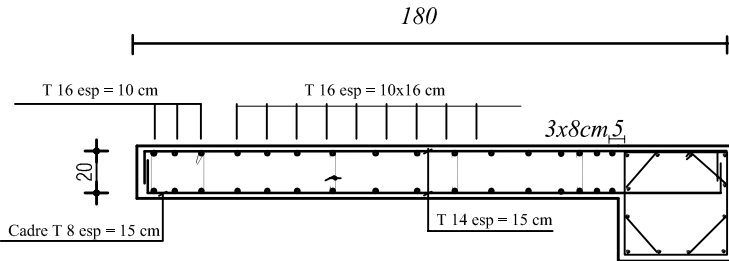


# Ferr. voile de contreventement RDC à 4 étage

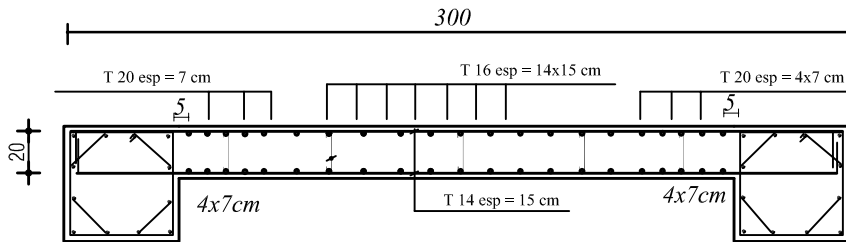
VT 2



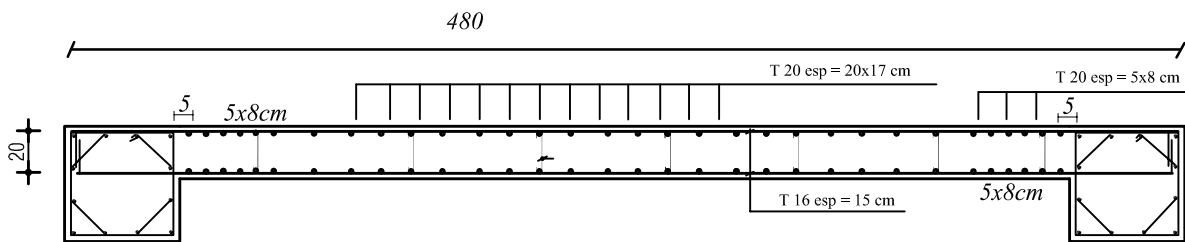
VL 2



VT 1

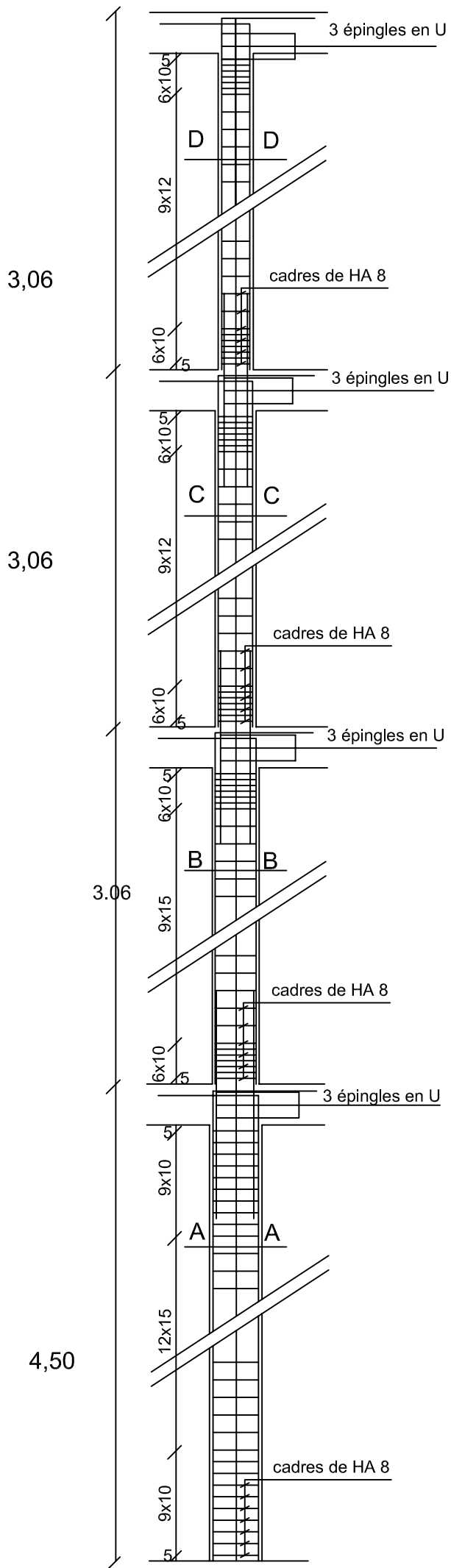


VL 1

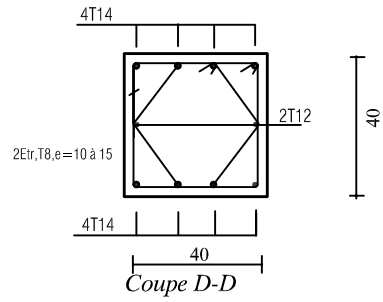


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

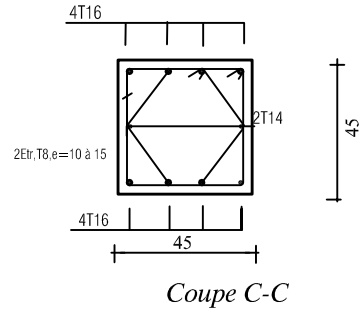
<p><u>TITRE:</u> <i>Coffrage et ferraille des voiles</i></p> <p style="text-align: center;"><i>Zone 1</i></p>	<p><u>ETUDIE PAR :</u> Mr. LAKROUF Omar Mr. AZZAZ Samir</p> <p><u>DIRIGE PAR :</u> Mr. MOSTFAI</p>
ECHELLE	PLANCHE N° 01
PROMOTION 2011-2012	



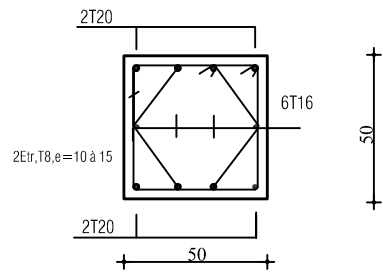
8,9 et 10 em etage  
40x40



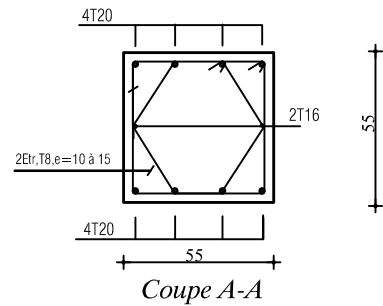
5,6 et 7 em etage  
45x45



2,3 et 4em etage  
POT 50x50



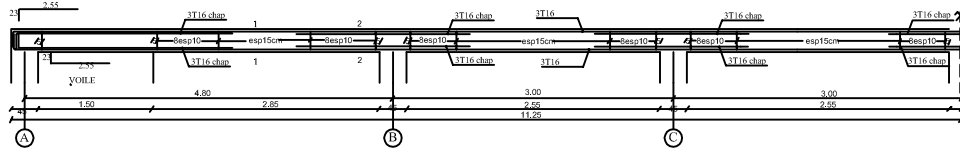
RDC et 1ère  
etage  
POT 55x55



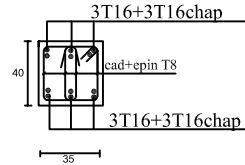
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<b>TITRE:</b>		<b>ETUDIE PAR :</b>	
Coffrage et ferrailage des poteaux		Mr. LAKROUF Omar	
		Mr. AZZAZ Samir	
		<b>DIRIGE PAR :</b>	
		Mr. MOSTEFAI	
ECHELLE		PROMOTION 2011-2012	

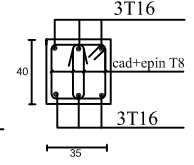
Férrailage des poutres principales adhérent au voile Niv-6



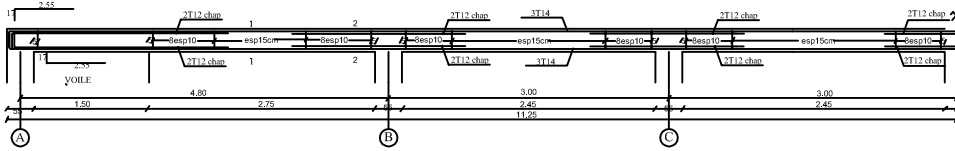
COUPE 2 - 2



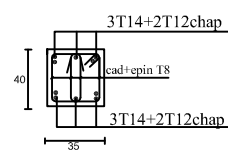
COUPE 1 - 1



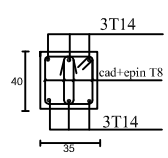
Férrailage des poutres principales adhérent au voile Niv-1



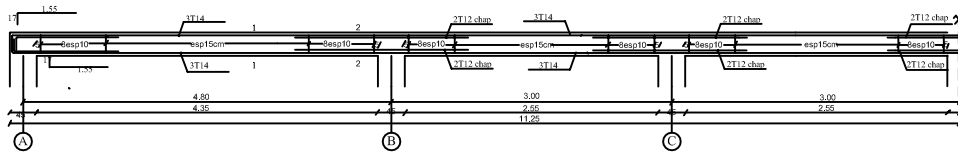
COUPE 2 - 2



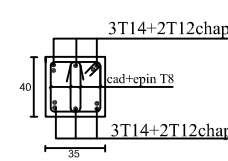
COUPE 1 - 1



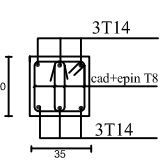
Férrailage des poutres principales non adhérent au voile Niv-6



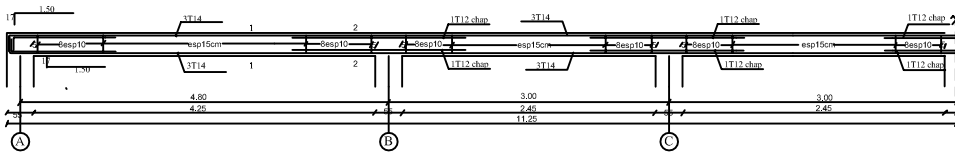
COUPE 2 - 2



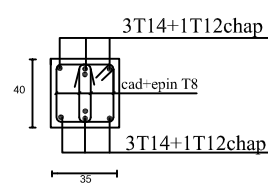
COUPE 1 - 1



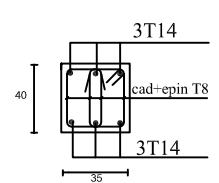
Férrailage des poutres principales non adhérent au voile Niv-1



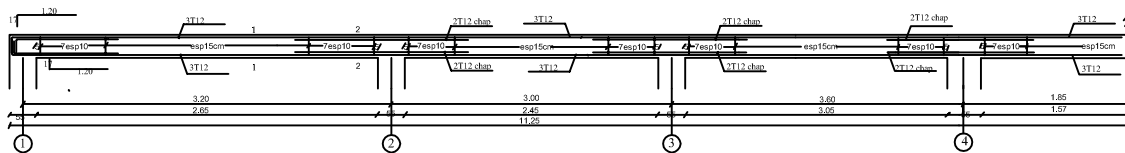
COUPE 2 - 2



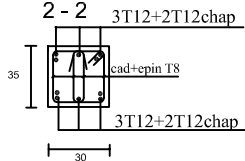
COUPE 1 - 1



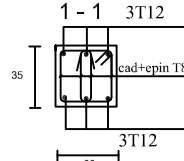
Férrailage des poutres secondaires Niv-1



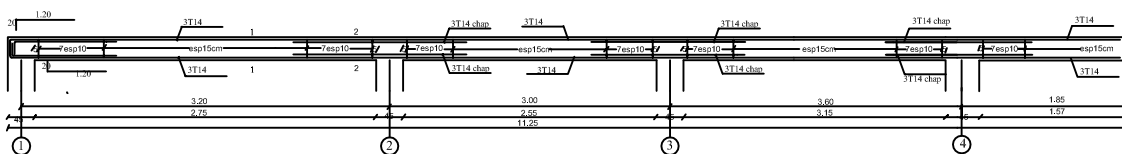
COUPE 2 - 2



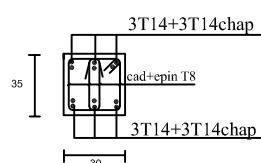
COUPE 1 - 1



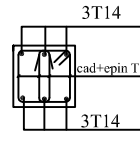
Férrailage des poutres secondaires Niv-6



COUPE 2 - 2



COUPE 1 - 1



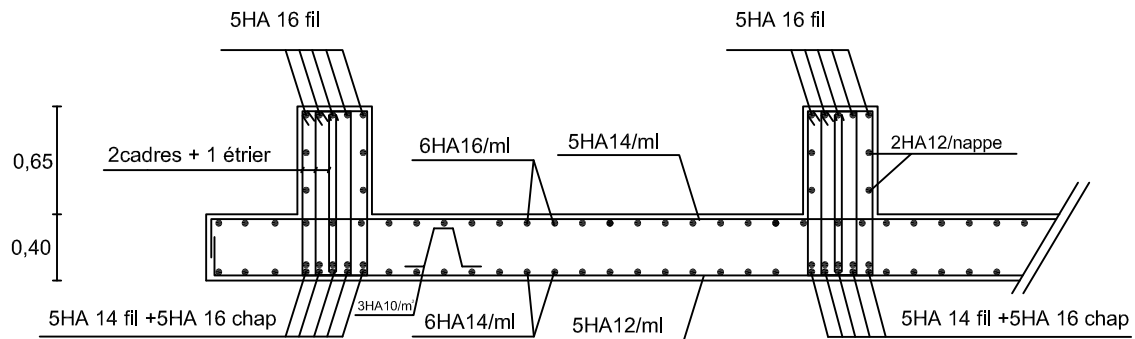
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:  
Coffrage et ferrailage des poutres

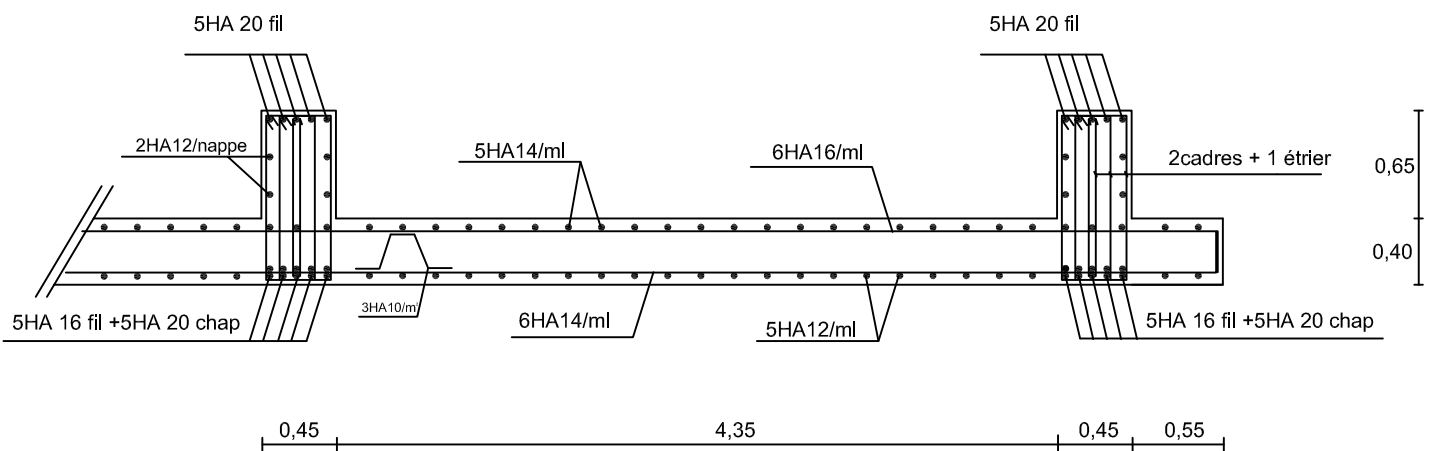
ETUDIE PAR:  
Mr. LAKROUF Omar  
Mr. AZZAZ Samir  
DIRIGE PAR:  
Mr. MOSTEFAI

ECHELLE

PROMOTION 2011-2012



Sens longitudinale



Sens transversal

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

TITRE:  
 Coffrage et ferrailage du  
 radier

ETUDIE PAR :  
 Mr. LAKROUF Omar  
 Mr. AZZAZ Samir  
 DIRIGE PAR :  
 Mr. MOSTFAI

ECHELLE

PROMOTION 2011-2012