

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE



UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

# Mémoire

De fin d'étude

*En vue de l'obtention du diplôme MASTER en Génie Civil*



**OPTION : Constructions Civiles et Industrielles (CCI)**  
Thème: Étude d'un Bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial  
Contreventé par voiles porteurs

**(Avec ETABS)**

*Étudié par :*

**MAHMOUDI ABBAS**

**MEKSEM TINHINANE**

*Dirigé par :*

**M<sup>me</sup>: KHELOUI**

**PROMOTION**

**2013--2014**

# Remerciements

*Au premier lieu, nous remercions*

*Dieu le tout puissant.*

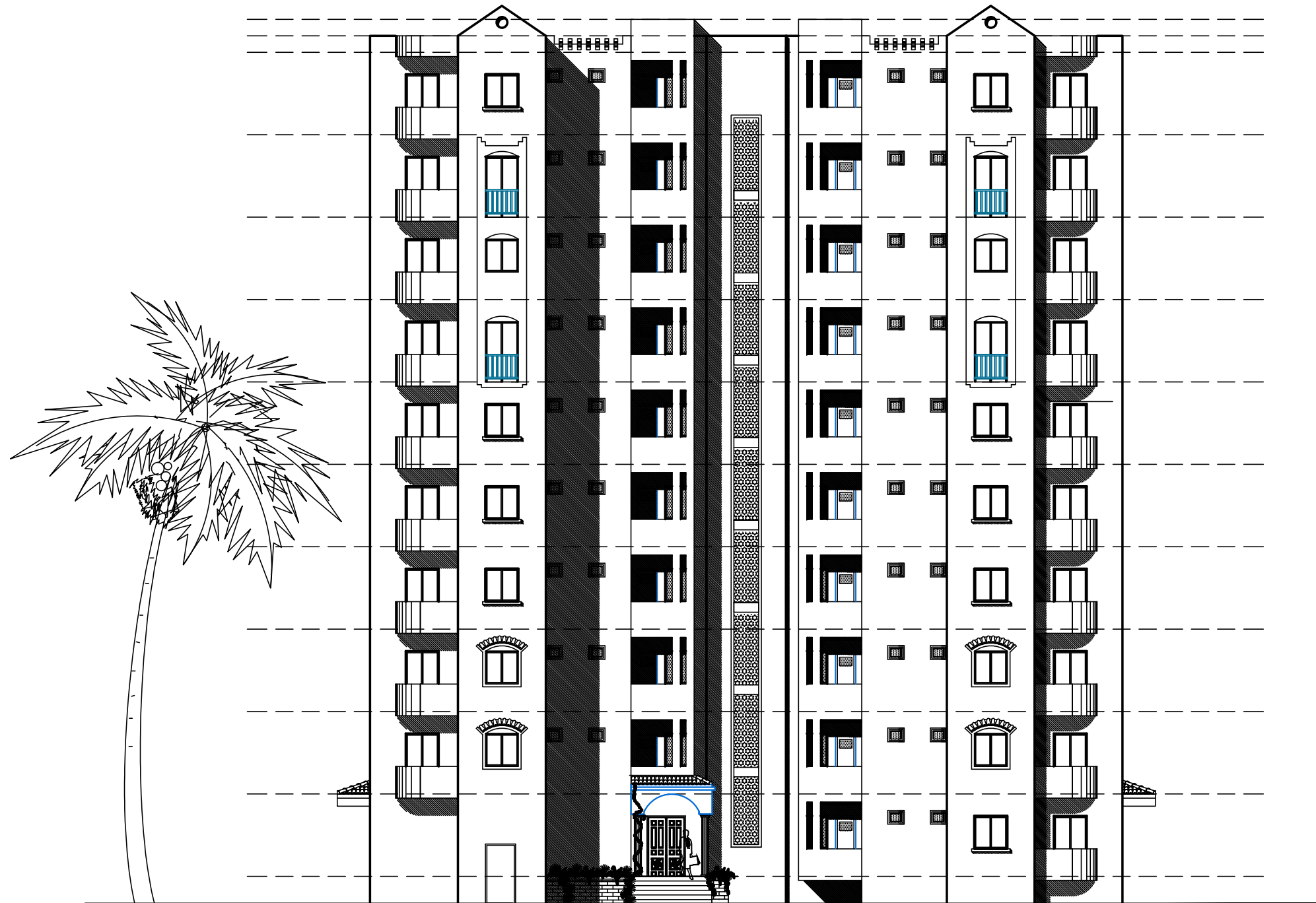
*En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.*

*Nos remerciements les plus sincères pour notre promotrice qui représente pour nous le guide et l'exemple du sérieux dans le travail et du savoir dans ce domaine.*

*Nous remercions tout les enseignants qui ont contribués à notre formation ainsi tous ceux qui de près ou de loin ont participés à la réalisation de ce travail, sans oublier le Personnel de la bibliothèque.*

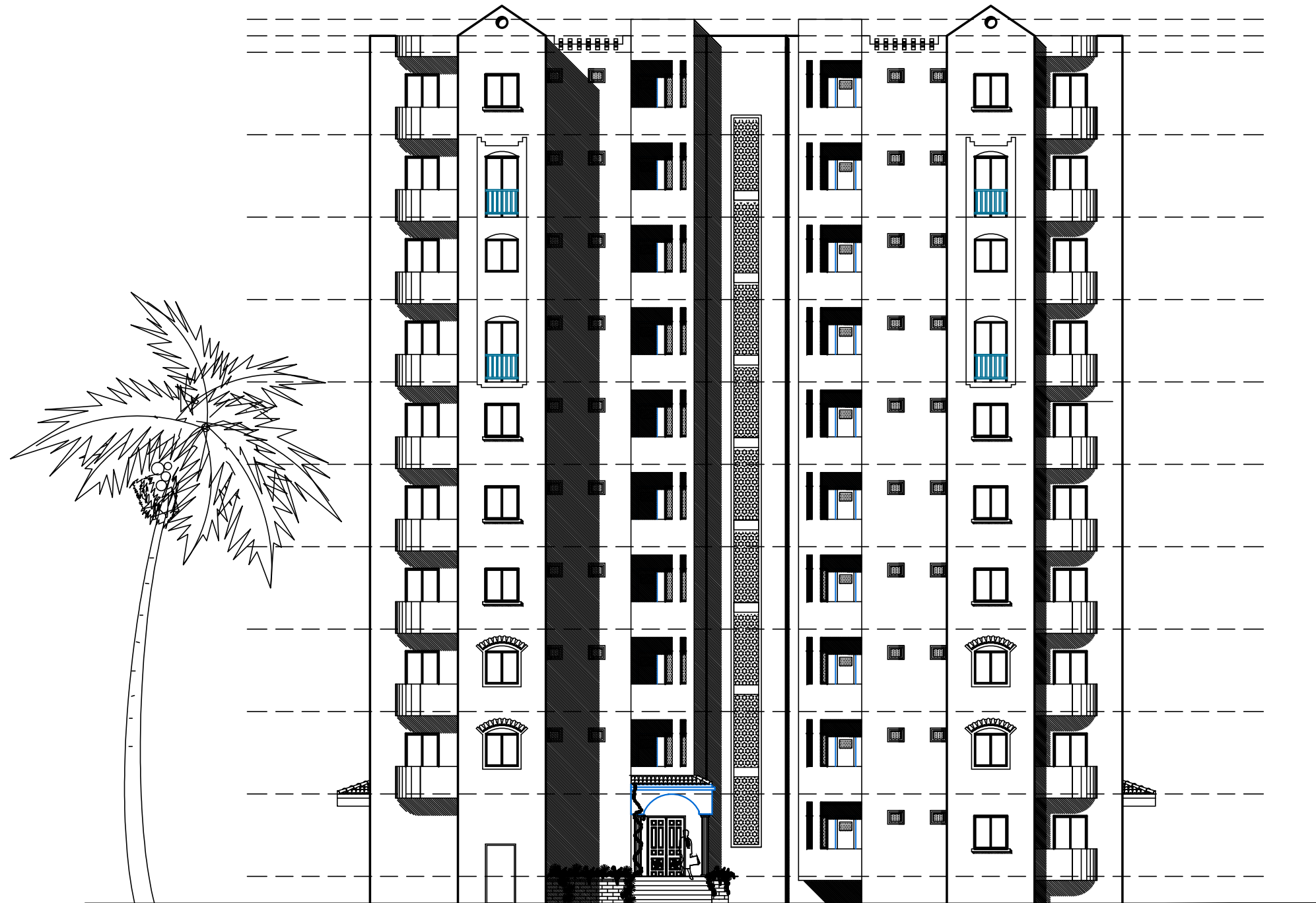
*Nous remercions aussi les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.*

**TOUR C+9**  
**TYPE-C21-**  
**2F3/2F4**



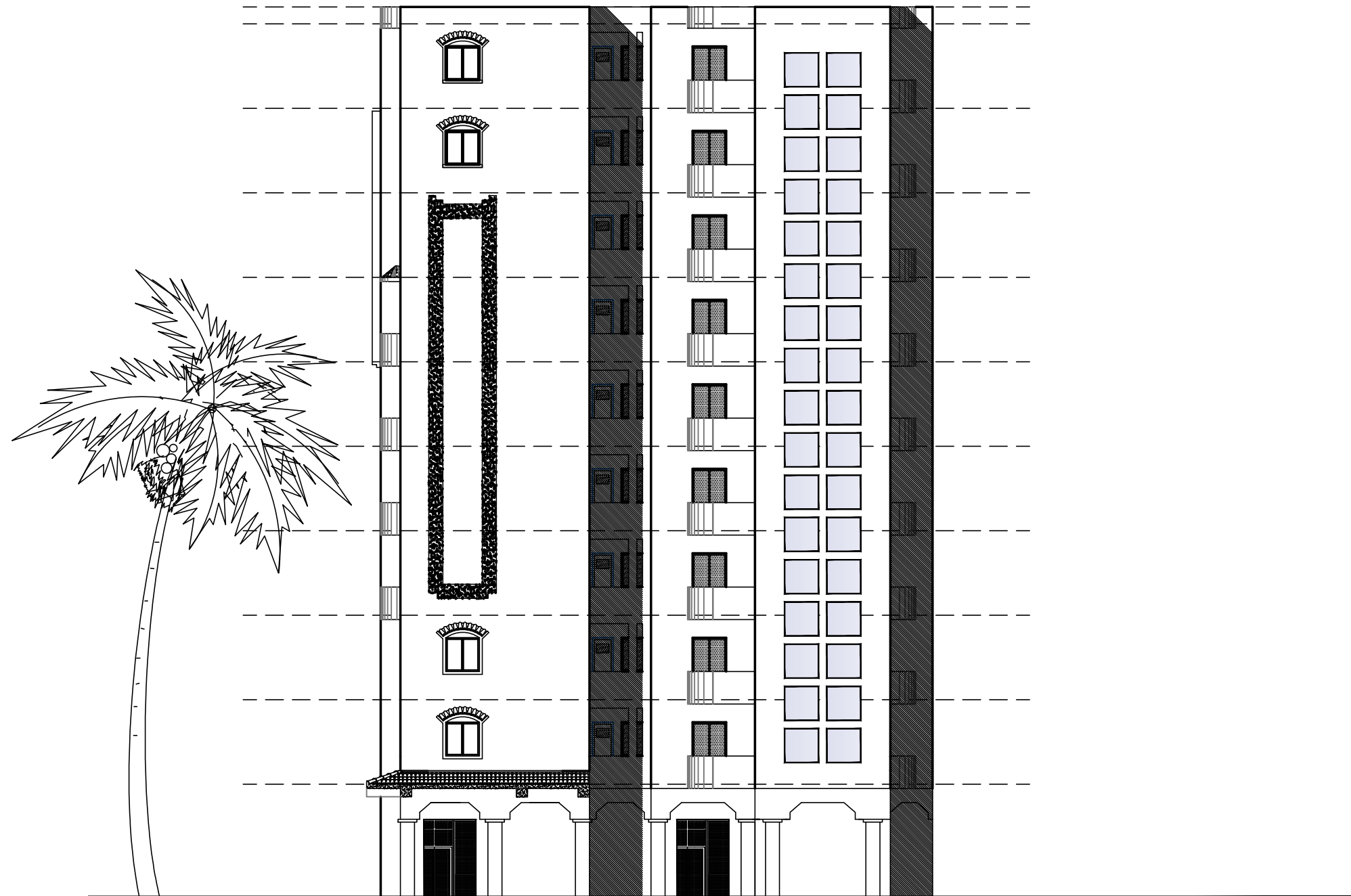
**FACADE POSTERIEURE**

**TOUR C+9  
TYPE-C21-  
2F3/2F4**



**FACADE POSTERIEURE**

**TOUR C+9**  
**TYPE-C21-**  
**2F3/2F4**



**FACADE LATÉRALE**

# TOUR C+9

## TYPE-C 21

### F3

SURFACES TABLE	
DESIGNATION	SURFACE
LOCAL 01	17.92m <sup>2</sup>
LOCAL 02	17.63m <sup>2</sup>
LOCAL 03	34.30m <sup>2</sup>
LOCAL 04	20.75m <sup>2</sup>
LOCAL 05	23.98m <sup>2</sup>
LOCAL 06	25.27m <sup>2</sup>
LOCAL 07	17.92m <sup>2</sup>
LOCAL 08	34.10m <sup>2</sup>
TOTAL	157.77m <sup>2</sup>
DEGAGEMENT	28.13m <sup>2</sup>

TABLEAU DE SURFACE	
DESIGNATION	F3
sejour	18.80m <sup>2</sup>
hall	9.96m <sup>2</sup>
chambre 1	12.50m <sup>2</sup>
chambre 2	12.50m <sup>2</sup>
chambre 3	
cuisine	10.84m <sup>2</sup>
salle de bain	3.60m <sup>2</sup>
W.C	1.80m <sup>2</sup>
SURFACE HABITABLE	70.00m <sup>2</sup>
BALCON	4.15m <sup>2</sup>
SECHOIR	2.85m <sup>2</sup>
SURFACE UTILE	77.00m <sup>2</sup>
DEGAGEMENT	27.57m <sup>2</sup>



**PLAN DU REZ DE CHAUSSEE**

# TOUR C+9

## TYPE-C20-C21

### 2F3/2F4

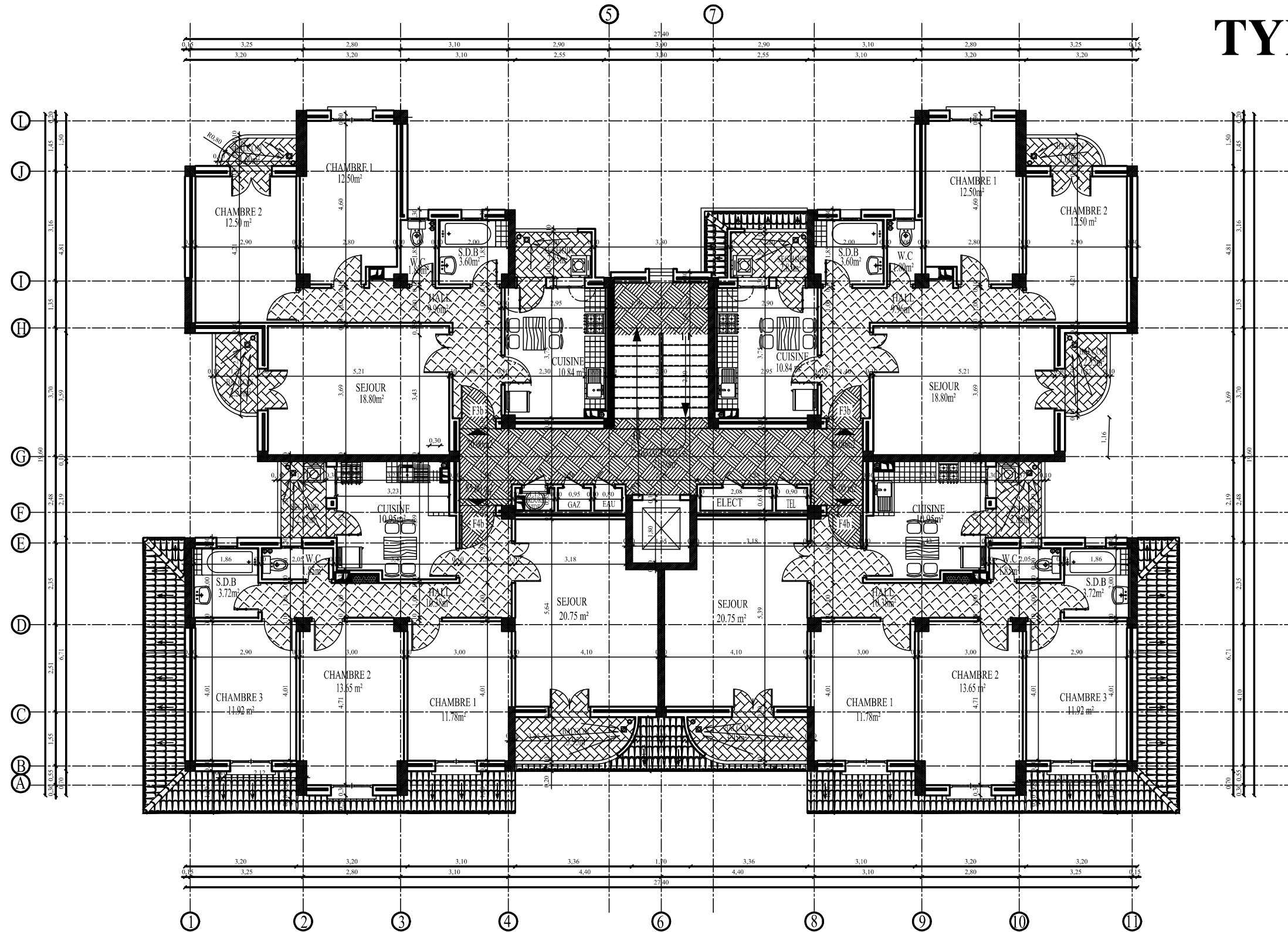


TABLEAU DE SURFACE		
DESIGNATION	F3	F4
sejour	18.80m <sup>2</sup>	20.75 m <sup>2</sup>
hall	9.96m <sup>2</sup>	10.38m <sup>2</sup>
chambre 1	12.50m <sup>2</sup>	11.78m <sup>2</sup>
chambre 2	12.50 m <sup>2</sup>	13.65 m <sup>2</sup>
chambre 3		11.92 m <sup>2</sup>
cuisine	10.84 m <sup>2</sup>	10.95m <sup>2</sup>
salle de bain	3.60m <sup>2</sup>	3.72m <sup>2</sup>
W.C	1.80m <sup>2</sup>	1.85m <sup>2</sup>
SURFACE HABITABLE	70.00m <sup>2</sup>	85.00 m <sup>2</sup>
BALCON	4.15m <sup>2</sup>	4.15m <sup>2</sup>
SECHOIR	2.85m <sup>2</sup>	2.85m <sup>2</sup>
SURFACE UTILE	77.00m <sup>2</sup>	92.00 m <sup>2</sup>
DEGAGEMENT		21.80m <sup>2</sup>

1er ETAGE

# TOUR C+9

## TYPE-C-

### 2F3/2F4

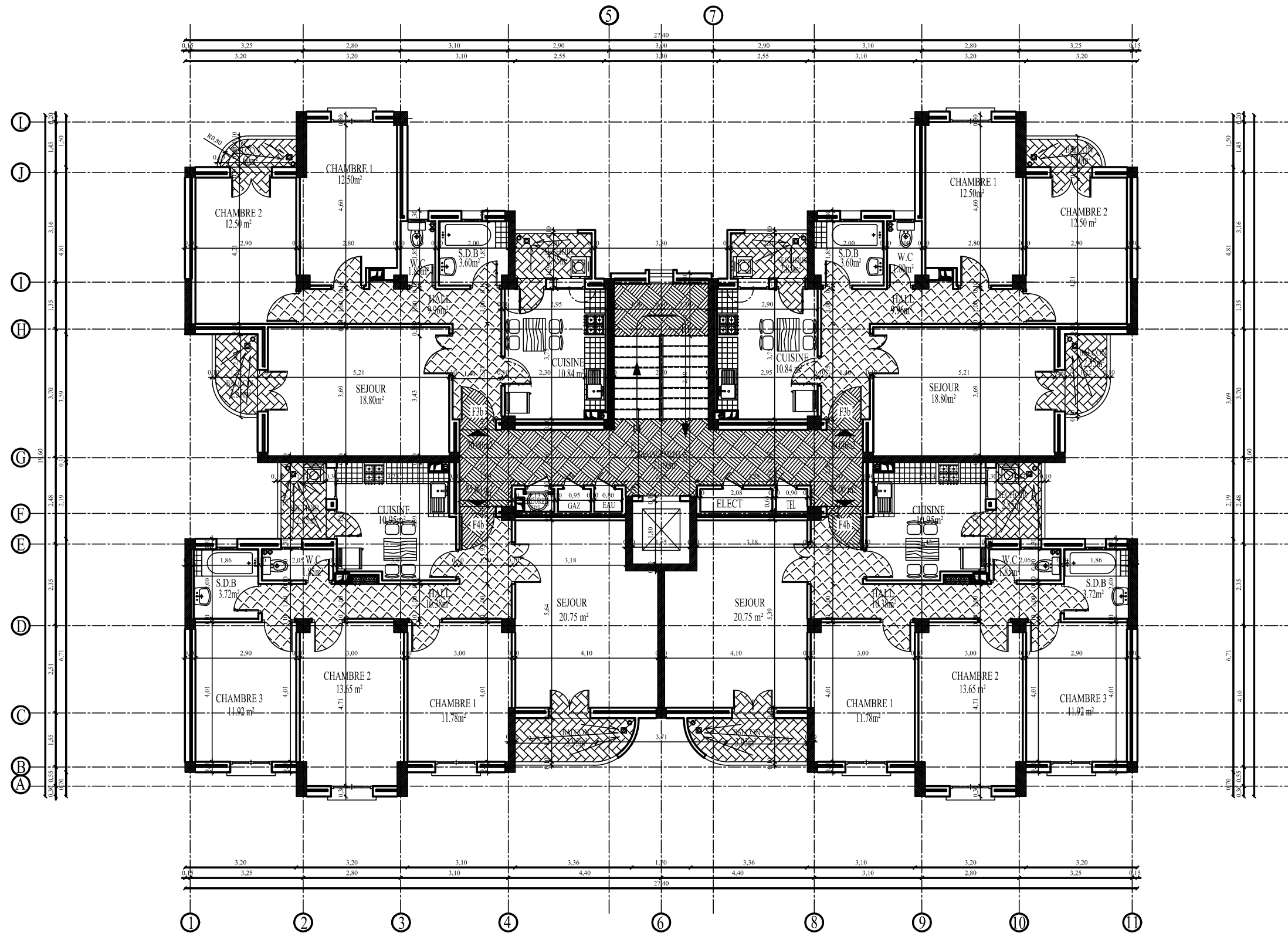


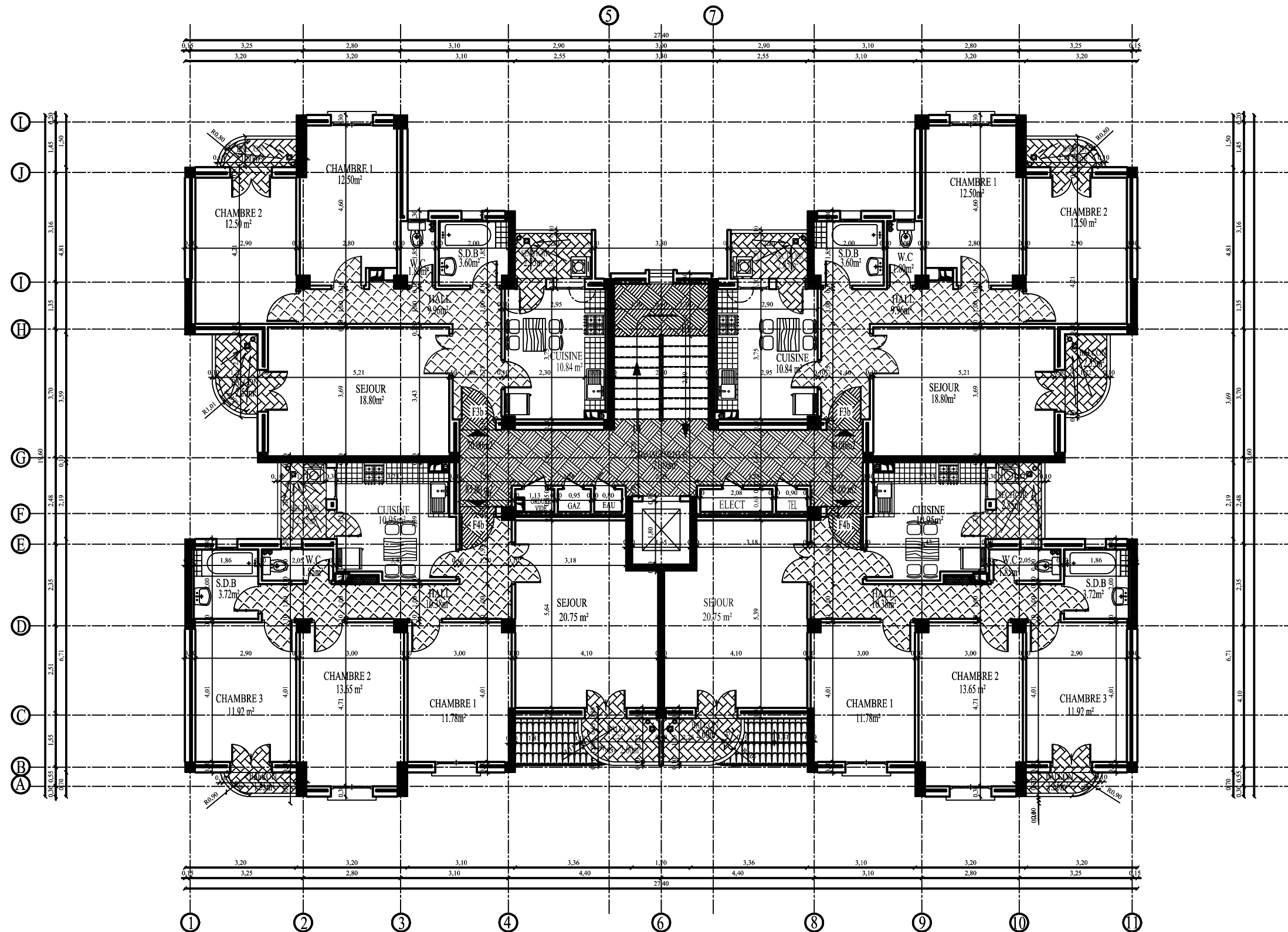
TABLEAU DE SURFACE		
DESIGNATION	F3	F4
sejour	18.80m <sup>2</sup>	20.75 m <sup>2</sup>
hall	9.96m <sup>2</sup>	10.38m <sup>2</sup>
chambre 1	12.50m <sup>2</sup>	11.78m <sup>2</sup>
chambre 2	12.50 m <sup>2</sup>	13.65 m <sup>2</sup>
chambre 3		11.92 m <sup>2</sup>
cuisine	10.84 m <sup>2</sup>	10.95m <sup>2</sup>
salle de bain	3.60m <sup>2</sup>	3.72m <sup>2</sup>
W.C	1.80m <sup>2</sup>	1.85m <sup>2</sup>
SURFACE HABITABLE	70.00m <sup>2</sup>	85.00 m <sup>2</sup>
BALCON	4.15m <sup>2</sup>	4.15m <sup>2</sup>
SECHOIR	2.85m <sup>2</sup>	2.85m <sup>2</sup>
SURFACE UTILE	77.00m <sup>2</sup>	92.00 m <sup>2</sup>
DEGAGEMENT		21.80m <sup>2</sup>

2ème ETAGE

# TOUR C+9

## TYPE-C-

### 2F3/2F4



3ème ETAGE

TABLEAU DE SURFACE		
DESIGNATION	F3	F4
sejour	18.80m <sup>2</sup>	20.75 m <sup>2</sup>
hall	9.96m <sup>2</sup>	10.38m <sup>2</sup>
chambre 1	12.50m <sup>2</sup>	11.78m <sup>2</sup>
chambre 2	12.50 m <sup>2</sup>	13.65 m <sup>2</sup>
chambre 3		11.92 m <sup>2</sup>
cuisine	10.84 m <sup>2</sup>	10.95m <sup>2</sup>
salle de bain	3.60m <sup>2</sup>	3.72m <sup>2</sup>
W.C	1.80m <sup>2</sup>	1.85m <sup>2</sup>
SURFACE HABITABLE	70.00m <sup>2</sup>	85.00 m <sup>2</sup>
BALCON	4.15m <sup>2</sup>	4.15m <sup>2</sup>
SECHOIR	2.85m <sup>2</sup>	2.85m <sup>2</sup>
SURFACE UTILE	77.00m <sup>2</sup>	92.00 m <sup>2</sup>
DEGAGEMENT		21.80m <sup>2</sup>

# TOUR C+9

## TYPE-C-

### 2F3/2F4

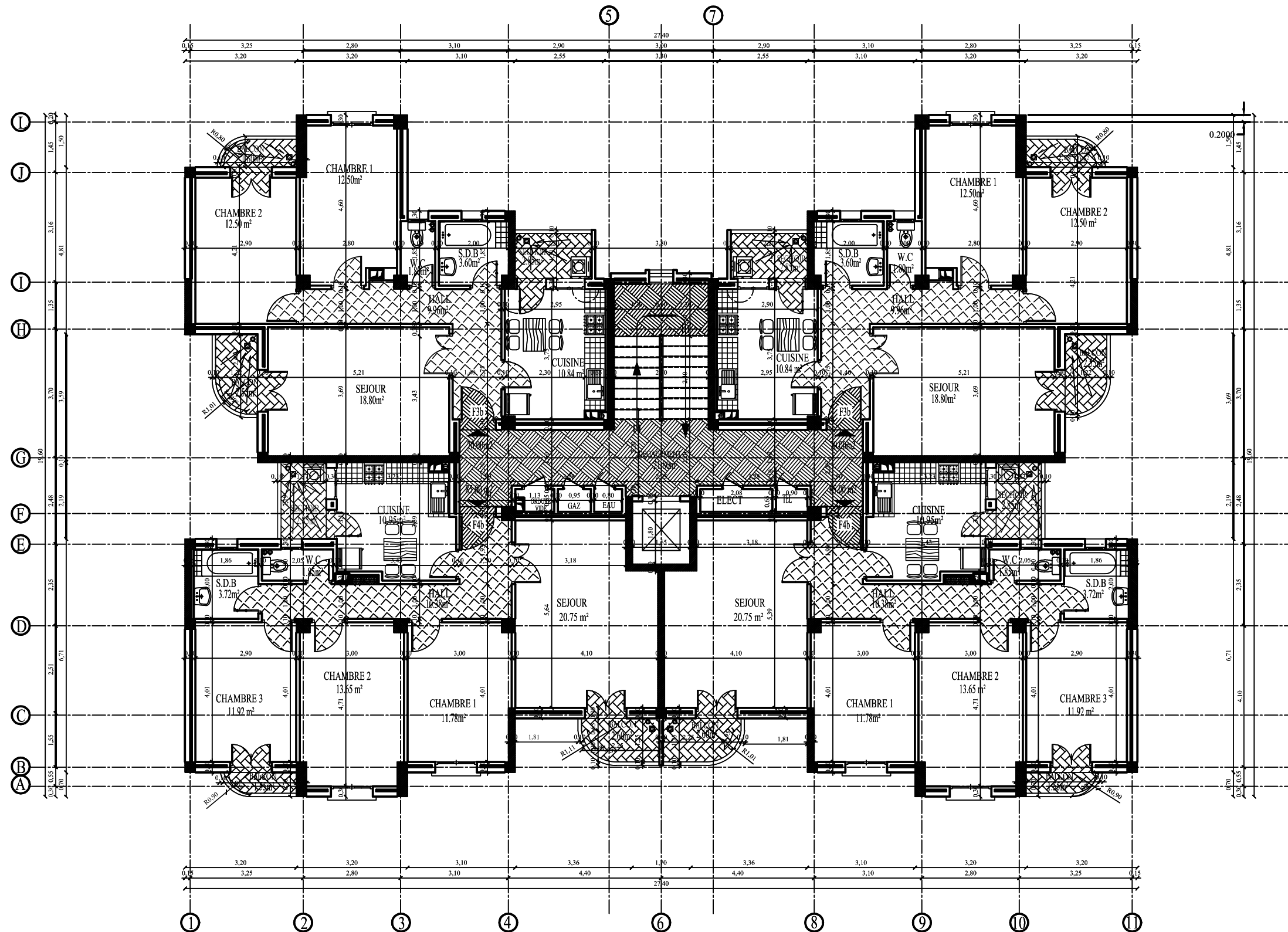


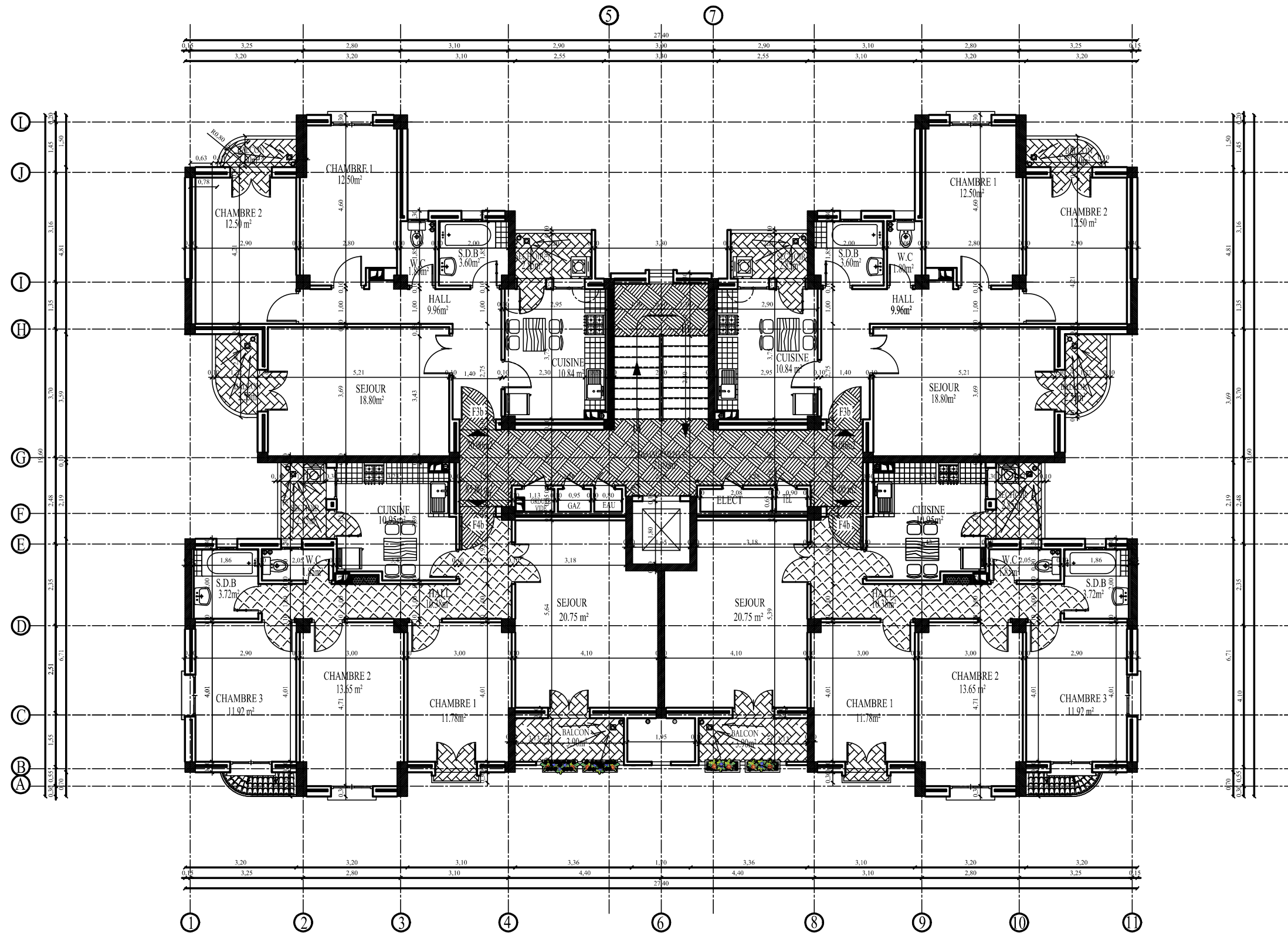
TABLEAU DE SURFACE		
DESIGNATION	F3	F4
sejour	18.80m <sup>2</sup>	20.75 m <sup>2</sup>
hall	9.96m <sup>2</sup>	10.38m <sup>2</sup>
chambre 1	12.50m <sup>2</sup>	11.78m <sup>2</sup>
chambre 2	12.50 m <sup>2</sup>	13.65 m <sup>2</sup>
chambre 3		11.92 m <sup>2</sup>
cuisine	10.84 m <sup>2</sup>	10.95m <sup>2</sup>
salle de bain	3.60m <sup>2</sup>	3.72m <sup>2</sup>
W.C	1.80m <sup>2</sup>	1.85m <sup>2</sup>
SURFACE HABITABLE	70.00m <sup>2</sup>	85.00 m <sup>2</sup>
BALCON	4.15m <sup>2</sup>	4.15m <sup>2</sup>
SECHOIR	2.85m <sup>2</sup>	2.85m <sup>2</sup>
SURFACE UTILE	77.00m <sup>2</sup>	92.00 m <sup>2</sup>
DEGAGEMENT		21.80m <sup>2</sup>

4<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> ETAGE

# TOUR C+9

## TYPE-C-

### 2F3/2F4



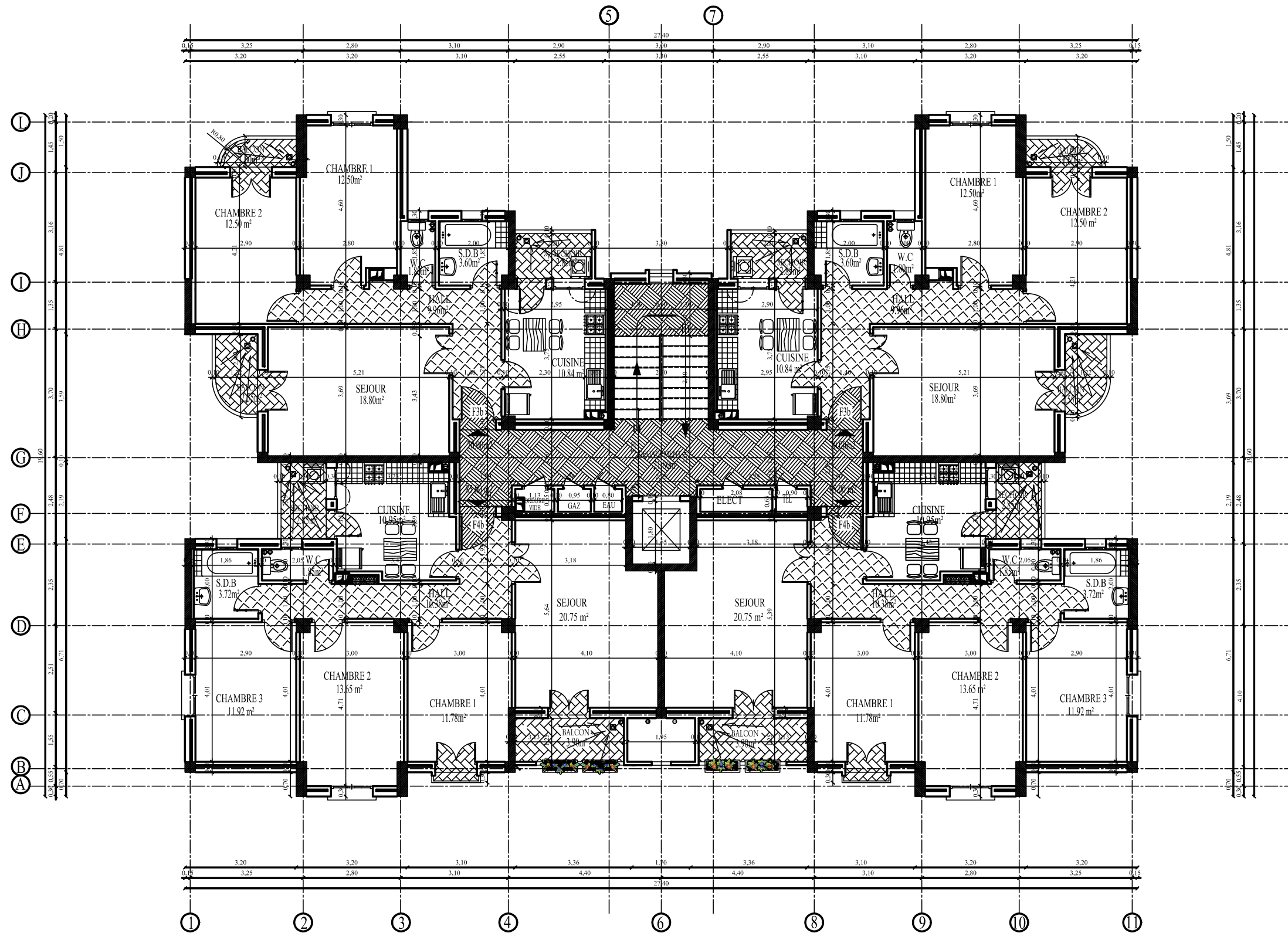
8ème ETAGE

TABLEAU DE SURFACE		
DESIGNATION	F3	F4
sejour	18.80m <sup>2</sup>	20.75 m <sup>2</sup>
hall	9.96m <sup>2</sup>	10.38m <sup>2</sup>
chambre 1	12.50m <sup>2</sup>	11.78m <sup>2</sup>
chambre 2	12.50 m <sup>2</sup>	13.65 m <sup>2</sup>
chambre 3		11.92 m <sup>2</sup>
cuisine	10.84 m <sup>2</sup>	10.95m <sup>2</sup>
salle de bain	3.60m <sup>2</sup>	3.72m <sup>2</sup>
W.C	1.80m <sup>2</sup>	1.85m <sup>2</sup>
SURFACE HABITABLE	70.00m <sup>2</sup>	85.00 m <sup>2</sup>
BALCON	4.15m <sup>2</sup>	4.15m <sup>2</sup>
SECHOIR	2.85m <sup>2</sup>	2.85m <sup>2</sup>
SURFACE UTILE	77.00m <sup>2</sup>	92.00 m <sup>2</sup>
DEGAGEMENT		21.80m <sup>2</sup>

# TOUR C+9

## TYPE-C-

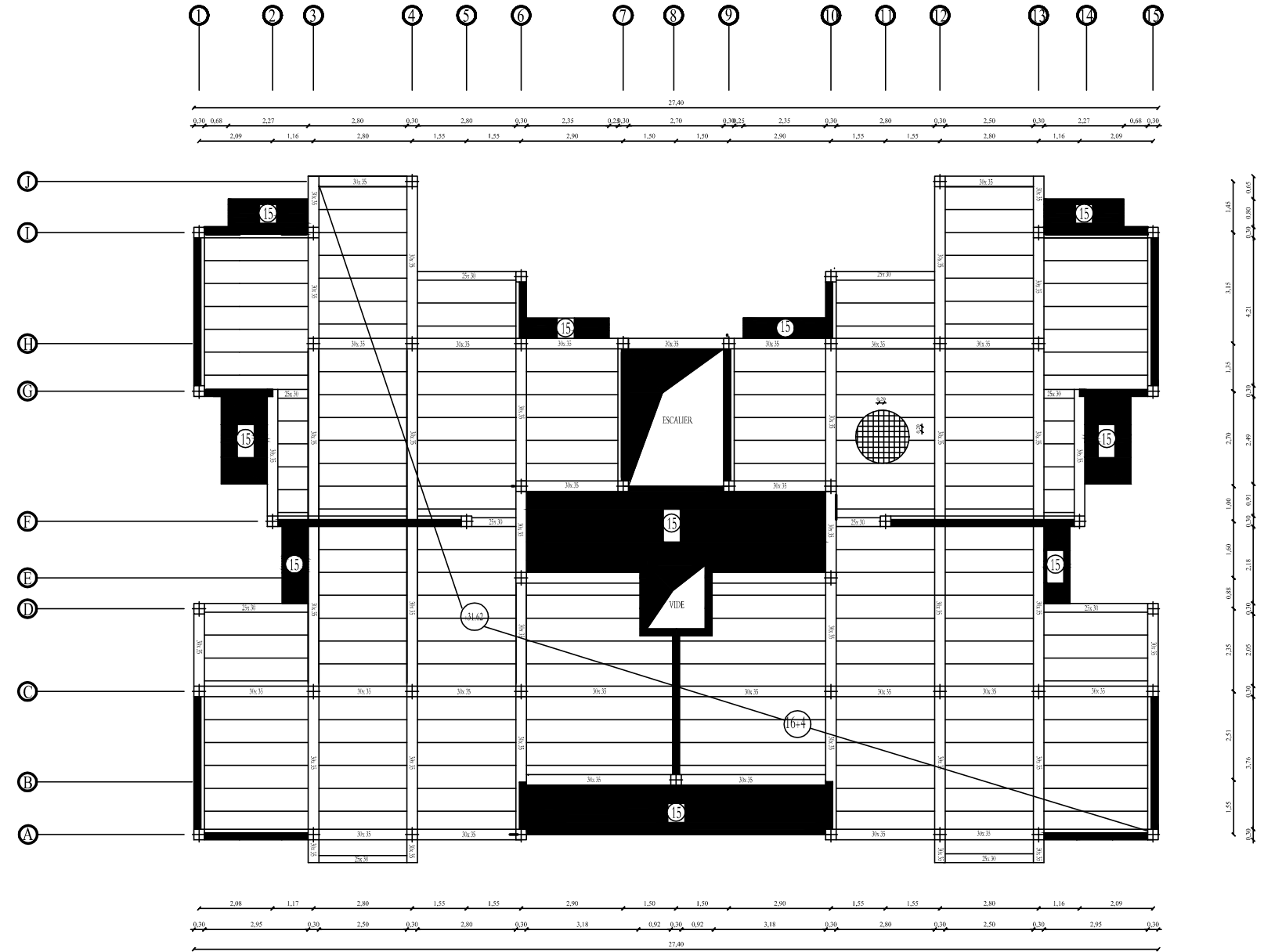
### 2F3/2F4



9ème ETAGE

TABLEAU DE SURFACE		
DESIGNATION	F3	F4
sejour	18.80m <sup>2</sup>	20.75 m <sup>2</sup>
hall	9.96m <sup>2</sup>	10.38m <sup>2</sup>
chambre 1	12.50m <sup>2</sup>	11.78m <sup>2</sup>
chambre 2	12.50 m <sup>2</sup>	13.65 m <sup>2</sup>
chambre 3		11.92 m <sup>2</sup>
cuisine	10.84 m <sup>2</sup>	10.95m <sup>2</sup>
salle de bain	3.60m <sup>2</sup>	3.72m <sup>2</sup>
W.C	1.80m <sup>2</sup>	1.85m <sup>2</sup>
SURFACE HABITABLE	70.00m <sup>2</sup>	85.00 m <sup>2</sup>
BALCON	4.15m <sup>2</sup>	4.15m <sup>2</sup>
SECHOIR	2.85m <sup>2</sup>	2.85m <sup>2</sup>
SURFACE UTILE	77.00m <sup>2</sup>	92.00 m <sup>2</sup>
DEGAGEMENT		21.80m <sup>2</sup>

PLAN DE COFFRAGE TERRASSE

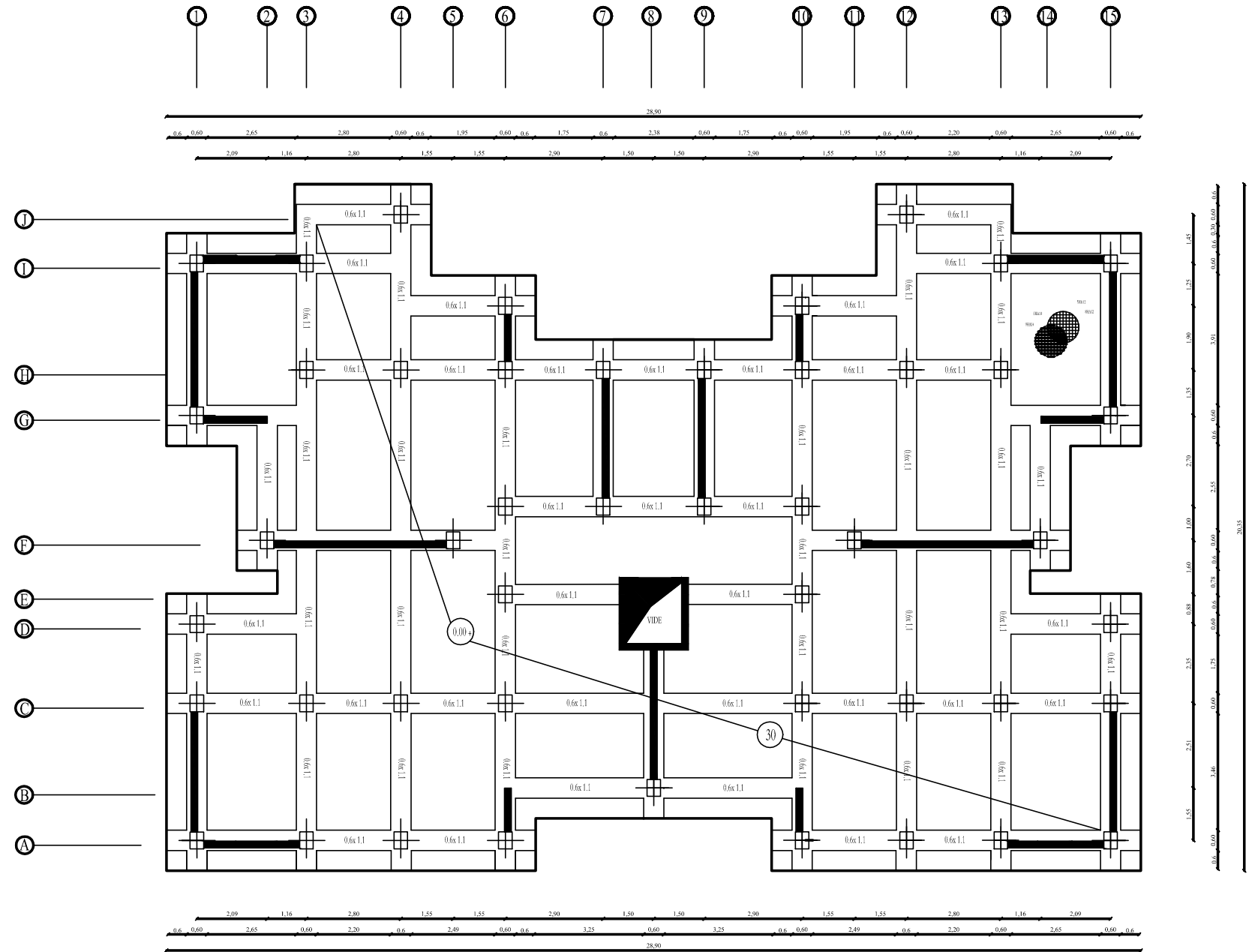


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
PLAN DE COFFRAGE TERRASSE		
Dessiné par :	Mlle. MEKSEM Tinhinane Mr. MAHMOUDI Abbas	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. kheloui.	Echelle :

# PLAN DE COFFRAGE DU RADIER

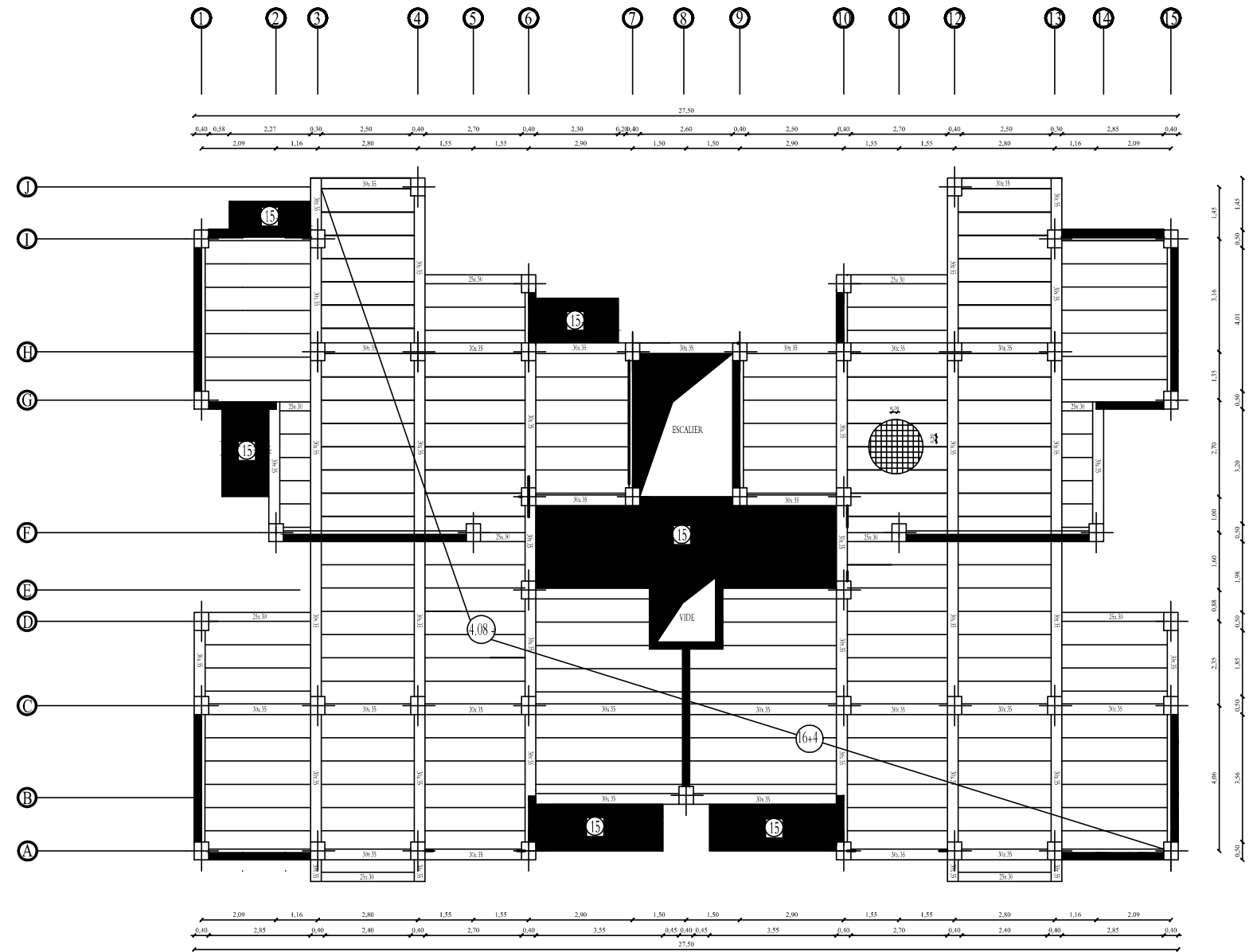


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER		
Dessiné par :	Mlle. MEKSEM Tinhinane Mr. MAHMOUDI Abbas	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. kheloui.	Echelle :

# PLAN DE COFFRAGE RDC

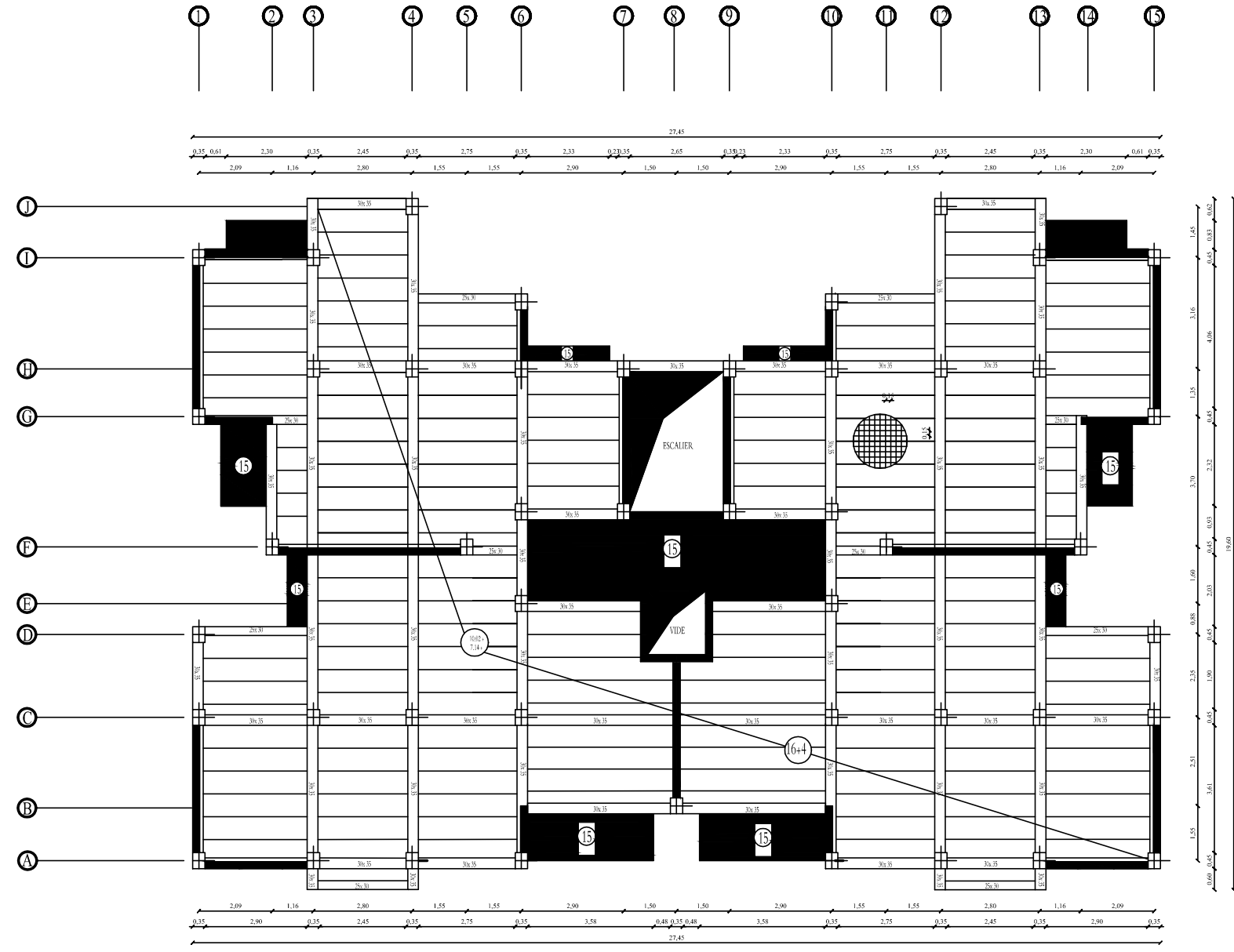


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
PLAN DE COFFRAGE RDC		
Dessiné par :	Mlle. MEKSEM Tinhinane Mr. MAHMOUDI Abbas	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. kheloui.	Echelle :

PLAN DE COFFRAGE 1 ET 2ème ETAGE

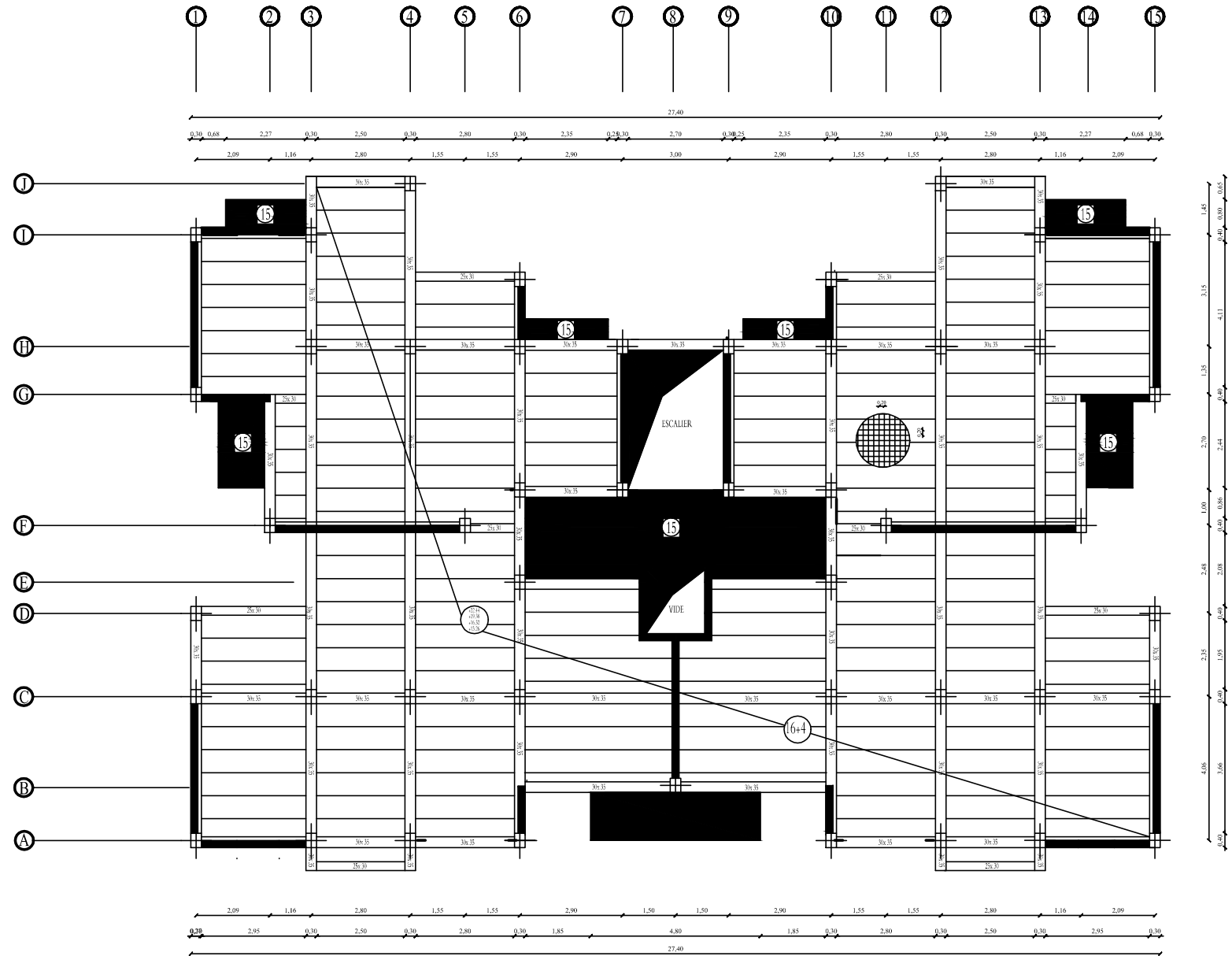


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
PLAN DE COFFRAGE 1 ET 2ème ETAGE		
Dessiné par :	Mlle. MEKSEM Tinhinane Mr. MAHMOUDI Abbas	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. kheloui.	Echelle :

PLAN DE COFFRAGE 3,4,5,6 ET 7ème ETAGE

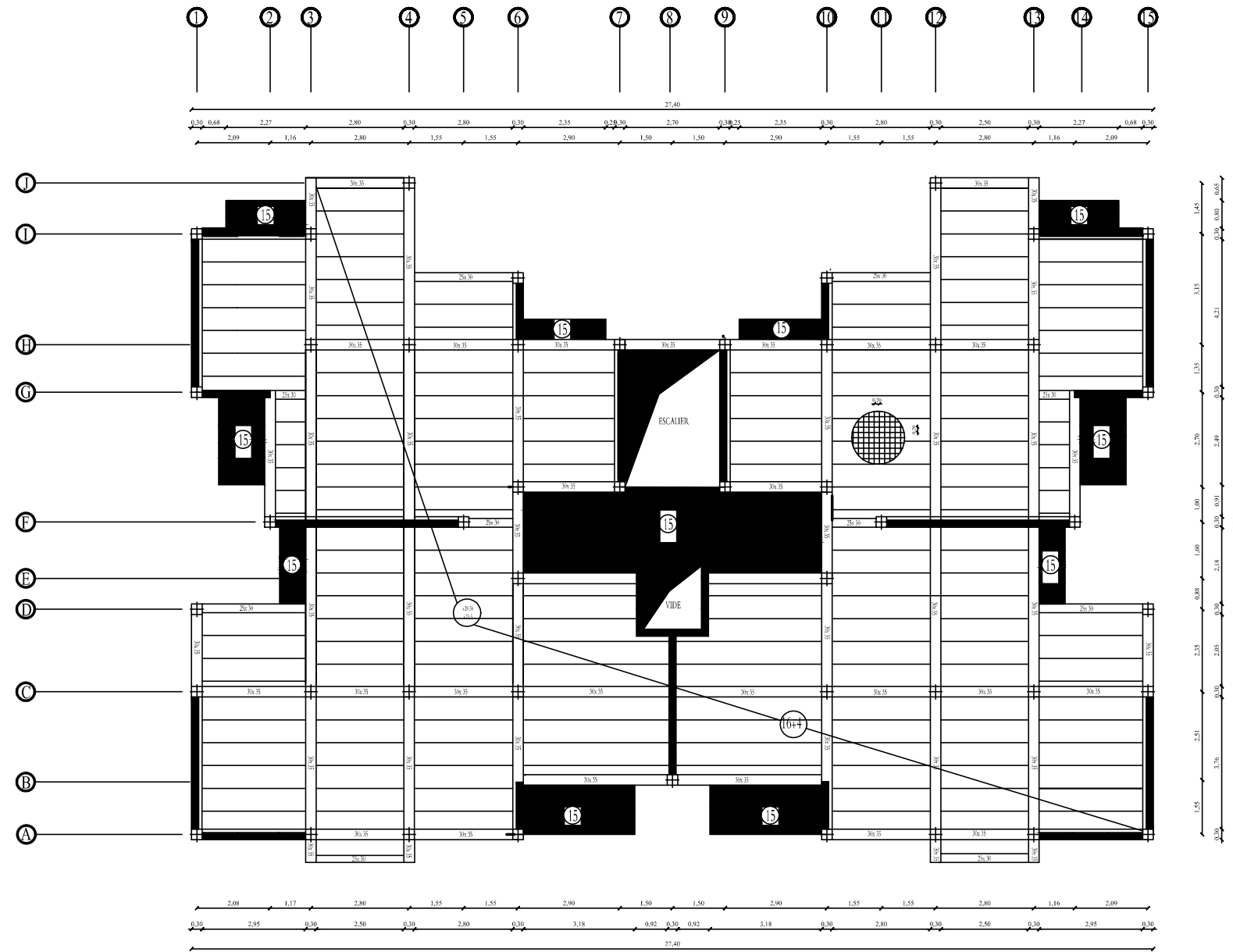


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
PLAN DE COFFRAGE 3,4,5,6 ET 7ème ETAGE		
Dessiné par :	Mlle. MEKSEM Tinhinane Mr. MAHMOUDI Abbas	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. kheloui.	Echelle :

PLAN DE COFFRAGE 8 ET 9ème ETAGE

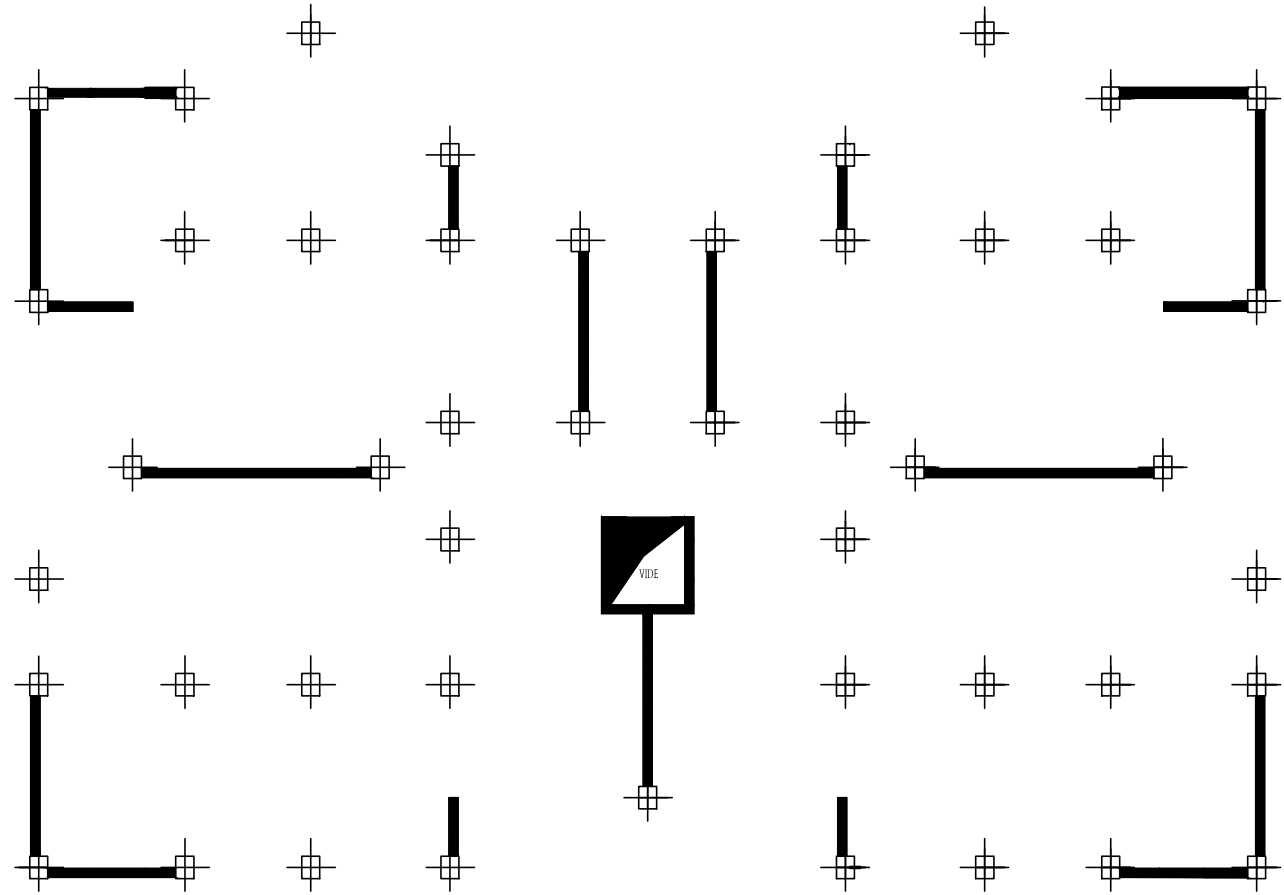


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
PLAN DE COFFRAGE 8 ET 9ème ETAGE		
Dessiné par :	Mlle. MEKSEM Tinhinane Mr. MAHMOUDI Abbas	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. kheloui.	Echelle :

# PLAN DE DISPOSITION DES VOILES



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
PLAN DE DISPOSITION DES VOILES		
Dessiné par :	Mlle. MEKSEM Tinhinane Mr. MAHMOUDI Abbas	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. kheloui.	Echelle :

# Introduction

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois par leur importances des destructions massives.

Le dernier séisme du 21 mai 2003, qui a touché la région centre du pays (Boumèrdes, Alger et Tizi – ouzou) on est un exemple très probant.

D'énormes pertes tant humaines que matérielles ont été déplorées.

L'impérieuse nécessité de se doter de nouvelles mesures parasismiques actualisées (règlement parasismique algérien version 2003) pour faire face au danger sans cesse grandissant que représente la haute sismicité du sol algérien sur le tissu urbain en plein expansion s'est révélée d'une importance primordiale.

Pour cela l'élaboration d'un ouvrage parasismique doit comporter deux aspects principaux :

- ✚ La prévision de l'ampleur des manifestations sismiques attendues sur le site.
- ✚ La destination de l'ouvrage.

L'ingénieur en sa qualité de cheville ouvrière dans ce domaine et de par sa responsabilité dans la sécurité publique et la préservation du potentiel économique, doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions qui s'imposent afin d'éviter ou minimiser les dégâts.

# **CHAPITRE I**

## **Présentation de l'ouvrage**

### I.1. Introduction :

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'une tour(R+9) à usage d'habitation et commercial qui sera implanté à ALGER classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de forte sismicité (zone III).

La contrainte admissible du sol est : «  $\sigma_{sol} = 3 \text{ bars}$  ».

Cet ouvrage est composé :

- D'un RDC à usage commercial et d'habitation
- Et de neuf étages a usage d'habitation  
L'accès aux différents étages est assuré par une cage d'escaliers et un ascenseur.

### I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- La hauteur totale : 31,62 m
- La hauteur du RDC : 4,08 m
- La hauteur d'étage courant : 3,06 m
- La longueur du bloc : 27,40 m
- La largeur du bloc : 19,60 m
- La hauteur de l'acrotère : 0.60 m

### I.3. Les éléments de l'ouvrage :

- **L'ossature** : l'ossature est composée de :
  - Portique (Poutres et Poteaux).
  - Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens.
- **Plancher** : les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements chargés et surchargés. Les planchers assurent deux fonctions principales :

**1- Fonction de résistance mécanique** : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

**2- fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher à corps creux plus une dalle de compression.

Le plancher terrasse (inaccessible) ayant un complexe d'étanchéité et le béton en forme de pente (2%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

- **Remplissage** : on distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm séparées pour une lame d'air de 5 cm.

-Murs de séparation intérieurs seront réalisés en simple cloisons de briques de 10 cm.

- **Revêtement** : il sera réalisé en :

- Carrelage scelle pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

- **Les escaliers** :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Elle est réalisée en béton armé à deux volées coulées sur place. Avec un ascenseur.

#### I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

##### A- Le béton :

##### I.4.1 caractéristiques physiques et mécaniques :

###### 1) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $< 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,46 + 0,83j)} f_{c28}$$

Pour le présent projet, on adoptera  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

###### 2) Résistance caractéristique à la traction : (art A-2.12 BAEL 91)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{d'où : } f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

##### I.4.2. Contraintes limites :

###### 1) Contrainte limites de compression :

$$f_{cb} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ [MPa]} \quad \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad f_{bc} = 14,20\text{MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad f_{cb} = 18,48 \text{ MPa}$$

$\theta = 0,85 - 1$  : selon la durée d'adaptation de la combinaison d'action considérée.

###### 2) Contrainte limite de cisaillement : (art A-5.121 BAEL 91)

$$\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration très préjudiciable}$$

###### 3) Contrainte de service à la compression : (art A-4.5.2.BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = 0,60f_{c28} \text{ [MPa]} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$

**I.4.3 Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité est le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module.

**1) Module d'élasticité instantané :** (art A-2.1.21 BAEL 91)

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

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

**2) Module d'élasticité différée :** (art A-2.1.22 BAEL 91).

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

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

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

**3) 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.

**4) Coefficient de poisson :** (art A-213 BAEL).

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

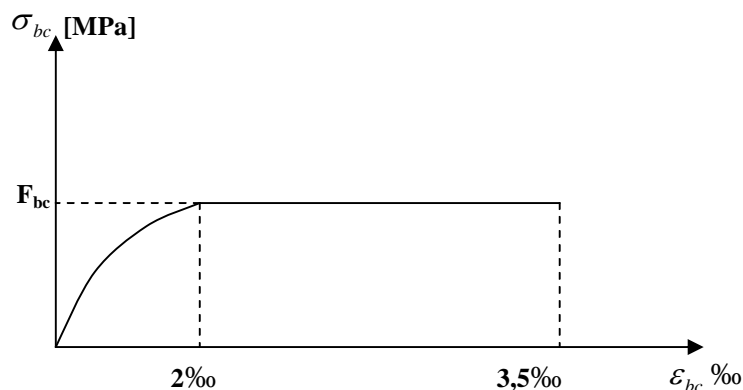
$$\left( \nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right), \quad \text{Il sera pris égal à :}$$

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

$$\nu = 0 \quad \text{à l'état limite ultime (ELU).}$$

**I.4.4 Diagramme contrainte déformation du béton :**

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



**Figure.I.1.** Diagramme contrainte-déformation du béton (l'ELU).

**B / les aciers :**

**Nuances :** les aciers sont utilisés pour le béton armé ils sont classés en trois catégories.

➤ **Barres haute adhérence :**

Elles sont de nuance FeE400 et FeE500, obtenues par laminage à chaud d'un acier naturel dur.

➤ **Treillis soudé :**

Ce sont des grillages de fils tréfilés lisses à mailles rectangulaires de 60 à 300mm, assemblés pas soudure électrique et ils sont de deux nuances : TL50 et TL52.

**B.1 / Module d'élasticité :**

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

**B.2/ limite élasticité de l'acier :**

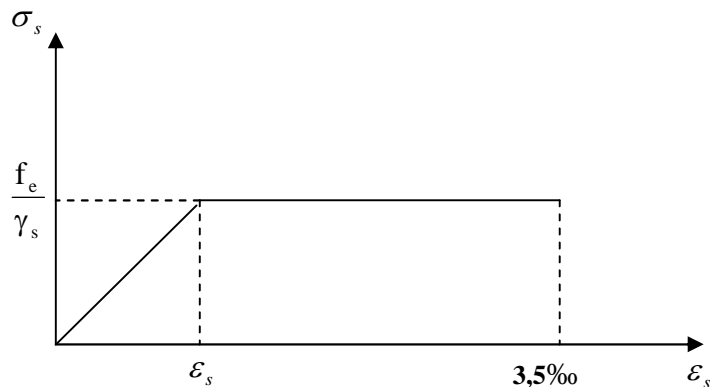
•  $\varepsilon_s$  A ELU :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,5 \quad \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers à haute adhérence FeE40}$$

$$\sigma_s = 204 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers doux FeE24}$$



**Figure. I.2.** Digramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

• **à l'ELS :**

**Fissuration peu nuisible :** cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

**Fissuration préjudiciable :** c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.33/BAEL 91})$$

**Fissuration très préjudiciable :** c'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.34/BAEL 91}) \quad \text{Avec :}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta=1$  : pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$  : pour les hautes adhérences (HA)

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

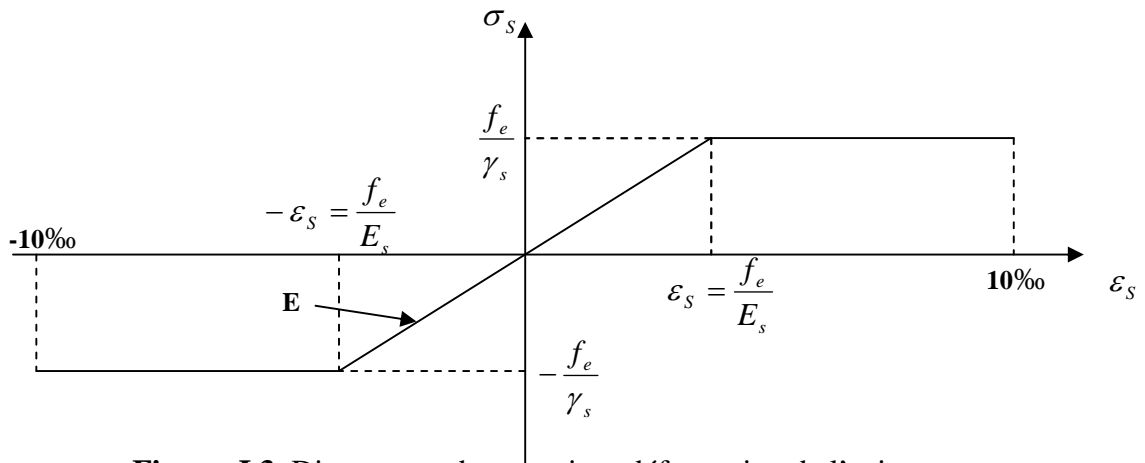


Figure. I.3. Diagramme de contrainte-déformation de l'acier

### I-5) Protection des armatures :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes [Art A.7.1 /BAEL91modifiées 99] :

- **c= 5cm**: pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industries chimiques).
- **c= 3cm** : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **c=1cm** : pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

# **CHAPITRE II**

## **Pré dimensionnement et descente de charges**

## II.1 Introduction

Le Pré dimensionnement a pour but "le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le CBA et le RPA 99/ version 2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

### II.1.1 Calcul de plancher

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriqués disposées suivant la petite portée. Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

- $h_t$  : Épaisseur du plancher,
- $L_{\max}$  : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas nous avons

$$L_{\max} = 410\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq \frac{410}{22,5} \geq 18,22 \text{ cm}$$

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

Épaisseur du corps creux = 16cm

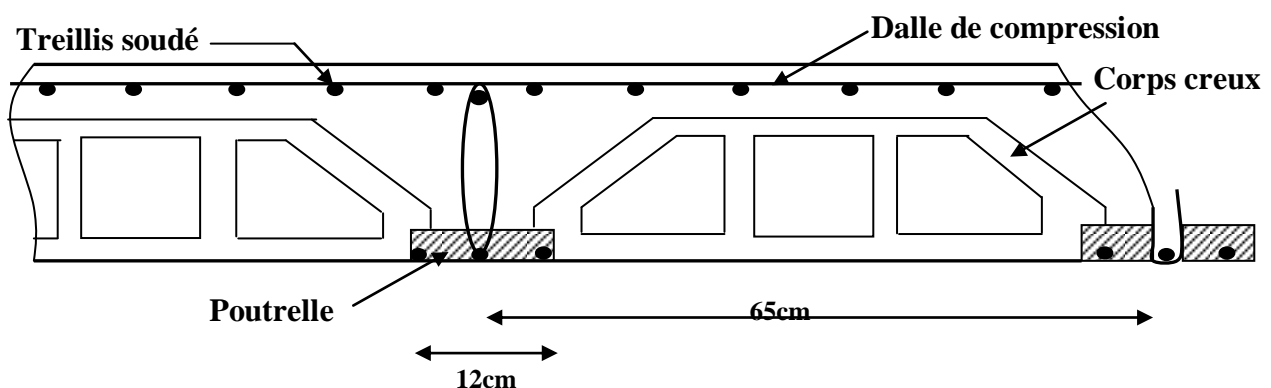
Épaisseur de la dalle de compression = 4cm

Il sera valable pour tous les planchers.

### Conclusion :

On a adoptera un plancher de 24cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 20 cm et d'une dalle de compression de 4cm.

Figure II-1. Coupe d'un plancher en corps creux



## II.1.2 les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé ;qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).Elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, Elles doivent respectées les conditions suivantes :

➤ **D'après le RPA 99 (modifier 2003) ..... [1]**

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

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

**Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1)..... [2]**

$$b \geq 20 \text{ cm} ; \quad h \geq 30 \text{ cm} ; \quad h/b < 4$$

### ❖Poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

$$L=505-30 =475\text{cm}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \Rightarrow 31.66\text{cm} \leq h \leq 47.5\text{cm} ;$$

On opte pour : **h = 40 cm**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} ;$$

On opte pour : **b = 30 cm**

**Vérification des conditions sur RPA ..... [1]**

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$$

## Section adoptée

<b>Poutres principales</b> $\Rightarrow$ <b>(30x40) cm<sup>2</sup></b>
--

## ❖ Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

$$L = 440 - 30 = 410 \text{ cm}$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm} ;$$

On opte pour :  $h = 35 \text{ cm}$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} ;$$

On opte pour :  $b = 30 \text{ cm}$

## Vérification des conditions sur RPA

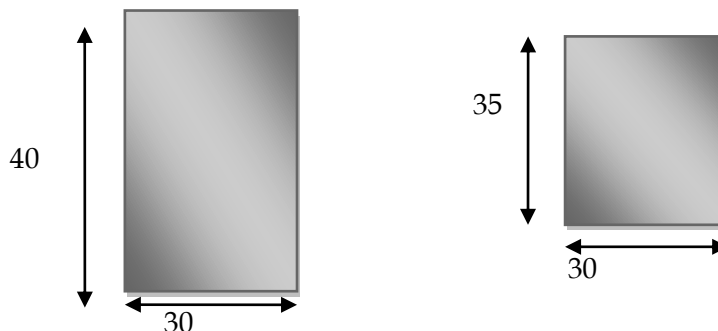
$$H = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$B = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.16 < 4$$

## Section adoptée

<b>Poutres secondaires PS</b> $\Rightarrow$ <b>(30x35) cm<sup>2</sup></b>
---



## II.2. Descente de charges :

### II.2.1 Détermination des charges et surcharges

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le **DTR B.C.2.2...** [2]. Donc pour les surcharges d'exploitations.

#### a) Charges permanentes

##### Plancher en corps creux de la terrasse (inaccessible)

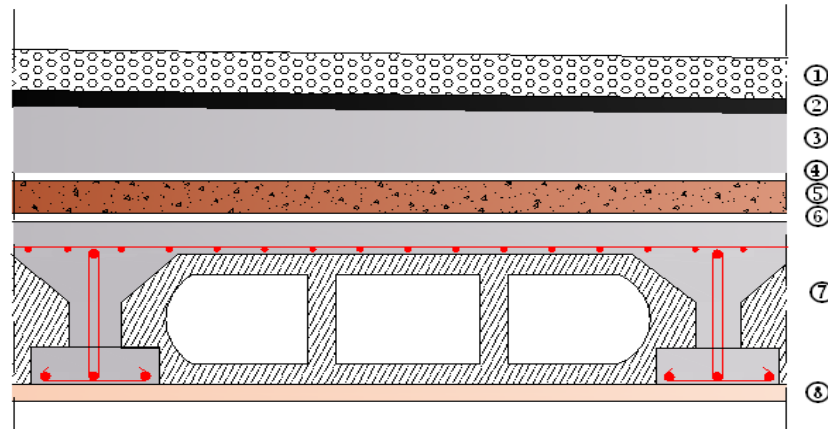


Figure II.2. Coupe verticale du plancher

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	2	-	0,12
3	Forme de pente en béton	8	25	2,00
4	Feuille de ployane	-	-	0,01
5	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
6	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
7	Enduit de plâtre	2	1	0,20
$G_{pt1} = 6,35 (KN / m^2)$				

Dalle pleine de balcon

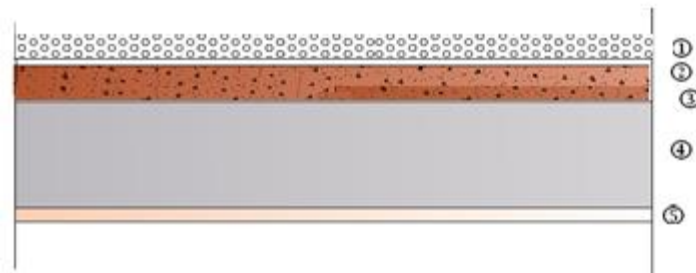


Figure II.3. Coupe verticale de la dalle pleine

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	20	0,4
$G_{pt2} = 5.51 (KN / m^2)$				

Plancher en corps creux étage courant

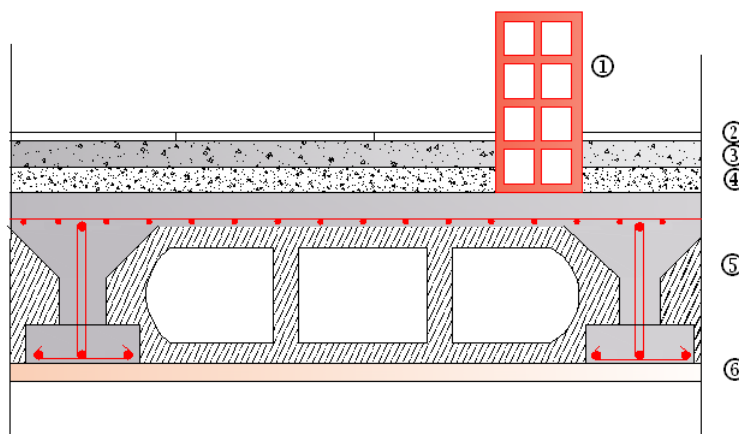


Figure II.4. Coupe verticale du plancher étage courant

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
3	Mortier de pose	3	22	0,66
4	Couche de sable	3	18	0,54
5	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
6	Enduit plâtre	2	10	0,20
				$G_{pc1} = 5,45 (KN / m^2)$

**B) L'acrotère :**

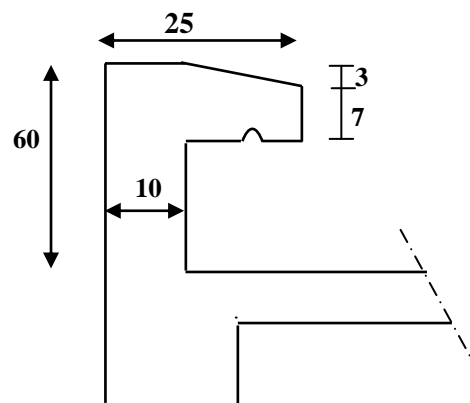
La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,15 \times 0,1) - \frac{0,03 \times 0,15}{2}$$

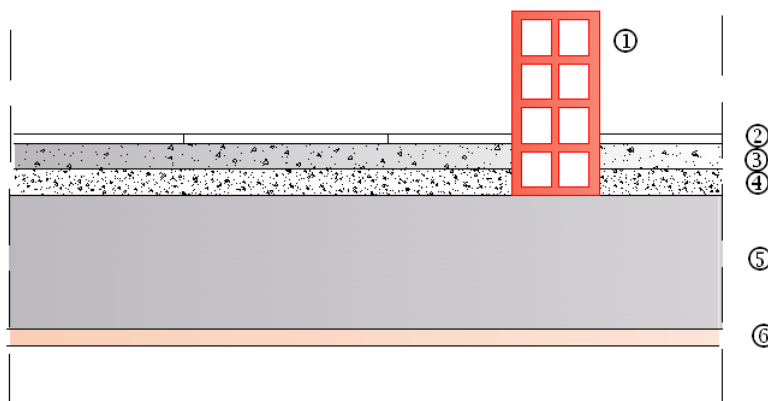
$$S = 0,07275 m^2$$

$$G_{ac} = \rho \times S$$

$$G_{ac} = 0,07275 \times 25 = 1,819 KN/m$$



**Dalle pleine**



**Figure II.5. Coupe verticale de la dalle pleine.**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1,00
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,20
3	Mortier de pose	3	22	0,66
4	Couche de sable	3	18	0,54
5	Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
6	Enduit plâtre	2	10	0,20
				$G_{pc2} = 6,35 (KN / m^2)$

Mur extérieur

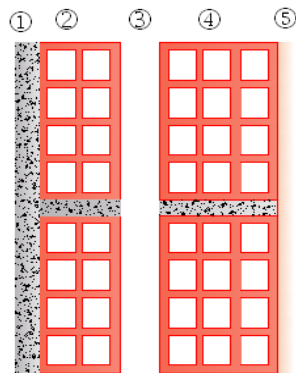


Figure II.6 :\_Mur extérieur

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
①	Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
②	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
③	Lame d'air	15	-	1.30
④	Cloison en briques creuses 12 trous	5	-	-
⑤	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2	10	0,20
				$G_{me} = 2.94 (KN / m^2)$

▪ Mur intérieur

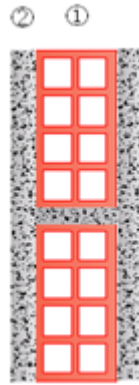


Figure II.7\_Mur intérieur

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
☐	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
☐	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2x2	10	0,40
$G_{me} = 1.3 (KN / m^2)$				

II.2.2 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

S : section transversale du poteau.

Ns : effort normal de la compression à la base du poteau.

$\sigma_{bc}$  : contrainte limite à la compression du béton.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

A) Calcul de la surface revenant au poteau (D8)

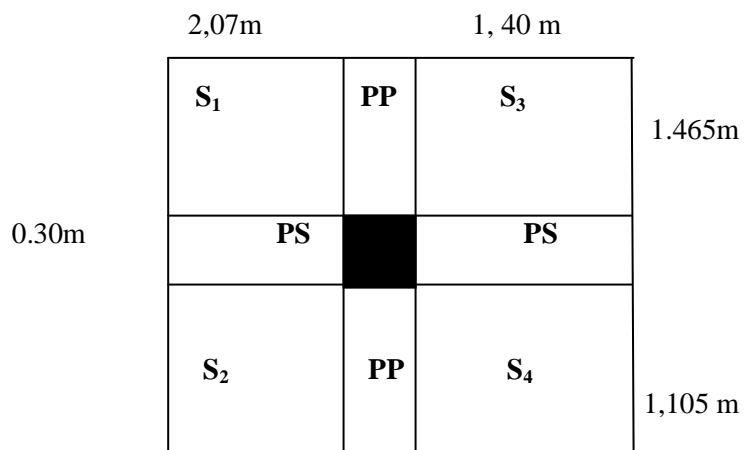
$$S_1 = 2.07 \times 1.465 = 3.032 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.07 \times 1.105 = 2.287 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.40 \times 1.465 = 2.05 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.40 \times 1.105 = 1.547 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 8.916 \text{ m}^2$$



**b) Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau (D8):**➤ **Poutres principales :**

$$G_{pp} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times 2,87$$

$$G_{pp} = 8,61 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = 0,35 \times 0,30 \times 25 \times 3,47$$

$$G_{ps} = 10,41 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } G_t = G_{pp} + G_{ps} = 8,61 + 10,41 = 19,02 \text{ KN}$$

**c) Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau (C2):**➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G_{pt} = S_t \times G_{pt}$$

$$G_{pt} = 8,916 \times 6,35$$

$$\text{D'où : } G_{pt} = 56,62 \text{ KN}$$

➤ **Plancher courant :**

$$G_{pc} = S_t \times G_{pc}$$

$$G_{pc} = 8,916 \times 5,45$$

$$\text{D'où : } G_{pc} = 48,59 \text{ KN}$$

**d) Calcul du poids propre des poteaux :**

$$\text{Poteau d'étage courant} \dots\dots\dots G_{pot} = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times 2,66 = 5,98 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau de RDC:} \dots\dots\dots G_{pot} = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times 3,60 = 8,1 \text{ KN}$$

**e) Calcul des surcharges d'exploitation :**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible :} \dots\dots\dots Q = 8,916 \times 1 = 8,916 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant (habitation)} \dots\dots\dots Q = 8,916 \times 1,5 = 13,37 \text{ KN}$$

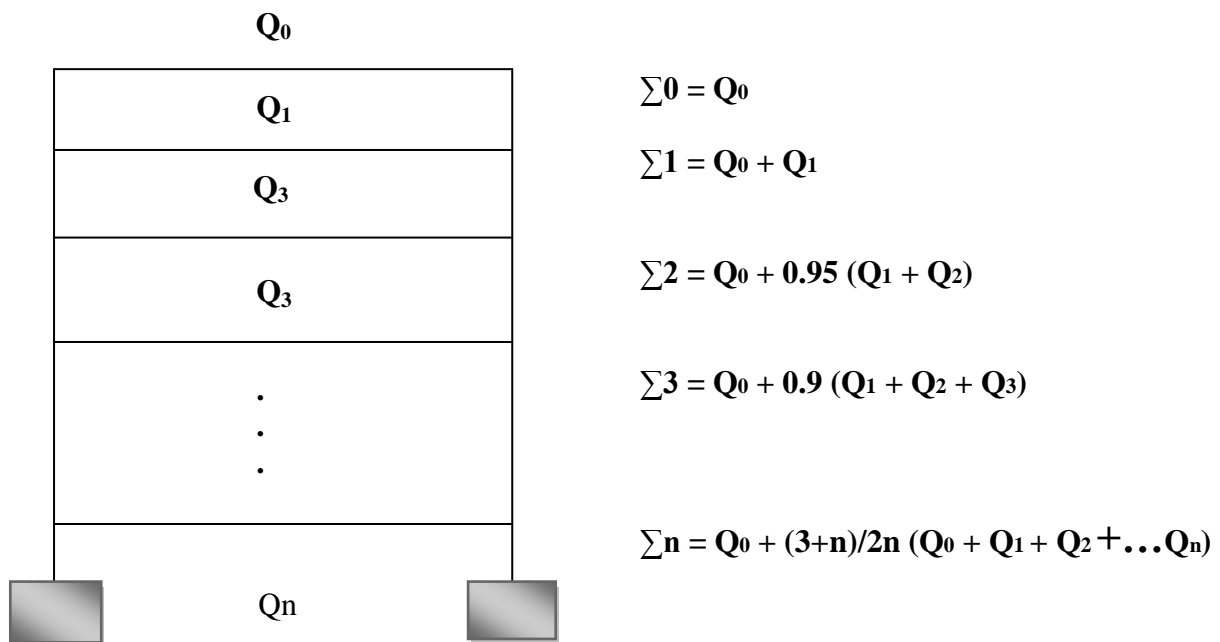
**II.3. Loi de dégression des charges d'exploitation :**

Les règles de BAEL91 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanété du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes)

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

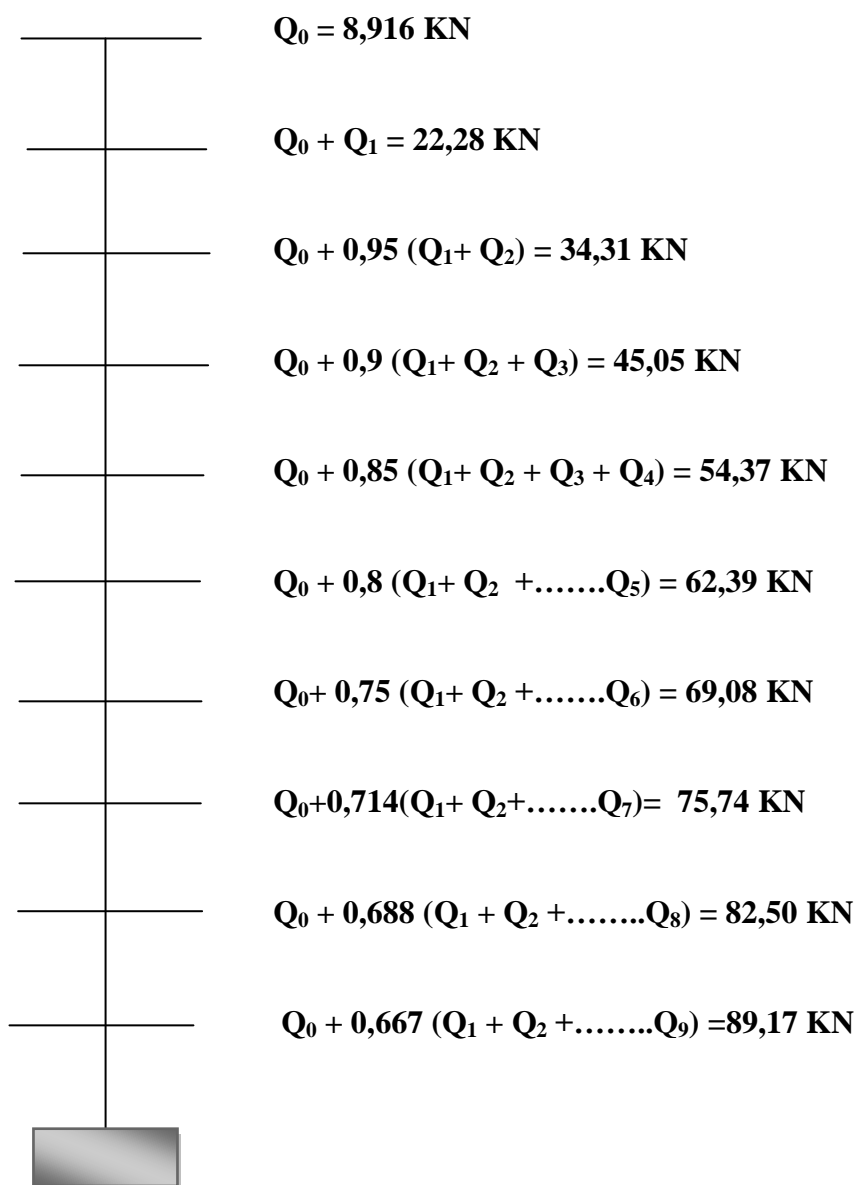
$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ , les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment

On adopte pour le calcul les points d'appui les charges d'exploitation suivantes :



➤ Coefficients de dégression de surcharge :

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714	0,688	0,667



## II.3.1. Dimension des sections du poteau (D8) :

Niveaux	Charges permanentes en (KN)					Charges d'exploitations			Effort tranchant	Section des poteaux ( cm <sup>2</sup> )	
	Poids planchers	Poids poteaux	Poids poutres	G	G <sub>cum</sub>	coeff	Q	Q <sub>cum</sub>	N= G <sub>C</sub> + Q <sub>C</sub>	S <sub>min</sub>	S <sub>ado</sub>
10	56,62	00	24,29	19,02	19,02	1	8,916	8,916	27,93	18,62	<b>30x30</b>
9	48,59	5,98	24,29	19,02	38,04	1	22,28	31,19	69,23	46,15	<b>30x30</b>
8	48,59	5,98	24,29	19,02	57,06	0,95	34,31	65,50	122,56	81,70	<b>30x30</b>
7	48,59	5,98	24,29	19,02	76,08	0,9	45,05	110,55	186,63	124,42	<b>30x40</b>
6	48,59	5,98	24,29	19,02	95,1	0,85	54,37	99,42	194,52	129,68	<b>30x40</b>
5	48,59	5,98	24,29	19,02	114,12	0,8	62,39	161,81	275,93	183,95	<b>30x40</b>
4	48,59	5,98	24,29	19,02	133,14	0,75	69,08	230,89	364,03	242,68	<b>30x40</b>
3	48,59	5,98	24,29	19,02	152,16	0,714	75,74	306,63	458,79	305,86	<b>35x45</b>
2	48,59	5,98	24,29	19,02	171,18	0,688	82,50	389,13	560,31	373,54	<b>35x45</b>
1	48,59	5,98	24,29	19,02	190,2	0,667	89,17	478,30	668,50	445,66	<b>40x50</b>

• **Vérification selon le RPA99 version 2003 :**

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

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

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ .....en zone III

$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

• **Vérification de section (Art7-4-1):**

Poteaux ( b x h )	Conditions exigées par RPA99 ver 2003	Valeurs calculées	observation
<b>RDC</b> <b>40x50 cm</b>	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 20,4\text{cm}$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$b_1/h_1 = 0,8$	Condition vérifiée
<b>Etages courants</b> <b>1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup></b> <b>35x45 cm</b>	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 35\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15,3\text{cm}$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$b_1/h_1 = 0,78$	Condition vérifiée
<b>Etages courant</b> <b>3<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup></b> <b>30x40 cm</b>	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15,3\text{cm}$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$b_1/h_1 = 0,75$	Condition vérifiée
<b>Etages courant</b> <b>7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup></b> <b>30x30 cm</b>	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15,3\text{cm}$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$b_1/h_1 = 0,857$	Condition vérifiée

• **Vérification d'effort normal réduit (Art 7.4.3.1) :**

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,

L'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

**N<sub>d</sub>** : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

**B<sub>c</sub>** : est l'aire (section brute) de cette dernière.

**f<sub>c28</sub>** : est la résistance caractéristique du béton.

➤ **Pour le poteau de (40x50) cm.cm :**

$$\frac{668,5}{40 \times 50 \times 25} = 0,013 < 0,3 \dots \dots \dots CV$$

➤ **Pour les poteaux de (35x45) cm.cm :**

$$\frac{560,31}{35 \times 45 \times 25} = 0,014 < 0,3 \dots \dots \dots CV$$

➤ **Pour les poteaux de (30x40) cm.cm :**

$$\frac{364,03}{30 \times 40 \times 25} = 0,012 < 0,3 \dots \dots \dots CV$$

➤ **Pour les poteaux de (30x30) cm.cm :**

$$\frac{122,56}{30 \times 30 \times 25} = 0,0054 < 0,3 \dots \dots \dots CV$$

• **Vérification au flambement :**

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

$$\Lambda = L_f / i \leq 50$$

Avec :

**L<sub>f</sub>** : longueur de flambement ( $L_f = 0,7 L_0$ ).

**i** : rayon de giration ( $i = \sqrt{I/S}$ )

**L<sub>0</sub>** : hauteur libre du poteau ;

**S** : section transversale du poteau (b x h).

**I** : moment d'inertie du poteau ( $I = bh^3/12$ ).

**λ** : Élancement du poteau ;

$$\lambda = L_f / i_{\min} \quad \text{tel que : } i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}}$$

- Poteau (40x50):  $L_0 = 4,08 \longrightarrow \lambda = 24,73 \leq 50 \dots\dots\dots CV$
- Poteau (35x45):  $L_0 = 3,06 \longrightarrow \lambda = 21,20 \leq 50 \dots\dots\dots CV$
- Poteau (30x40):  $L_0 = 3,06 \longrightarrow \lambda = 24,73 \leq 50 \dots\dots\dots CV$
- Poteau (30x35):  $L_0 = 3,06 \longrightarrow \lambda = 24,73 \leq 50 \dots\dots\dots CV$

**Sections adoptées :**

- **40x50** cm pour les niveaux (RDC).
- **35x45** cm pour les niveaux (1er et 2<sup>ème</sup> étage).
- **30x40** cm pour les niveaux (du 3<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage).
- **30x30** cm pour les niveaux (du 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage).

**Conclusion :**

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.

**II.4. Voiles :**

Les voiles sont des éléments en béton armé (préfabriqué) ou coulés sur place et ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

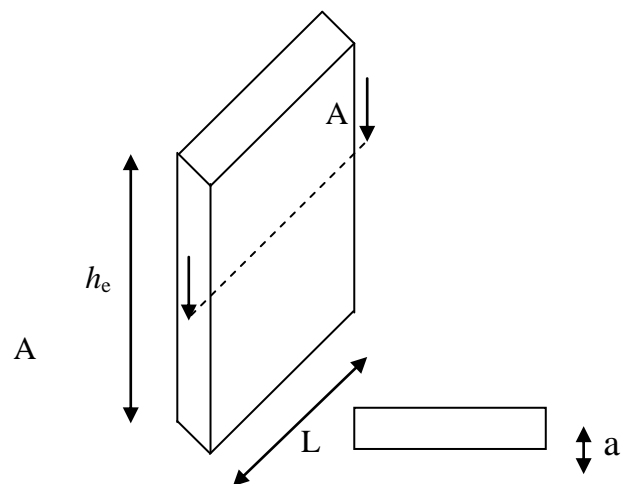
$$a \geq \frac{h_{e\max}}{20}$$

$$h_{e\max} = h - ht = 408 - 20 = 388 \text{ [cm]}.$$

Avec h : hauteur libre d'étage

ht : épaisseur du plancher

$$\text{D'où } a \geq \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm en prend } a = 20 \text{ [cm]}.$$



➤ **Conclusion :**

L'épaisseur adoptée pour les voiles est de **20 cm**.

• **vérification de la largeur : (Art 7.7.1)**

Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voiles.

$$L_{\min} \geq 4a.$$

Dans notre cas  $L_{\min} = 120 \text{ [cm]} > 4 \times 20 = 80 \text{ [cm]} \Rightarrow$  (**Condition vérifiée**).

# **CHAPITRE III**

## **Calcul des éléments**

**INTRODUCTION :**

Ce chapitre porte sur l'étude des éléments secondaires que comporte la construction. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les escaliers et la poutre palière.
- Les planchers à corps creux et les planchers en dalles pleines.
- Les balcons.
- La salle machine.

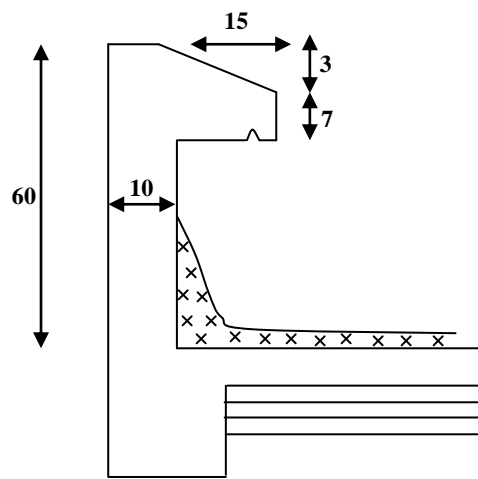
**III) Calcul des éléments non structuraux :****III.1. Calcul de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal  $G$  dû à son poids propre
- Un effort horizontal  $Q$  dû à la main courante engendrant un moment de renversement  $M$

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

➤ **Dimension de l'acrotère :**

**Fig. III.1 Coupe transversale de l'acrotère**

➤ Schéma statique :

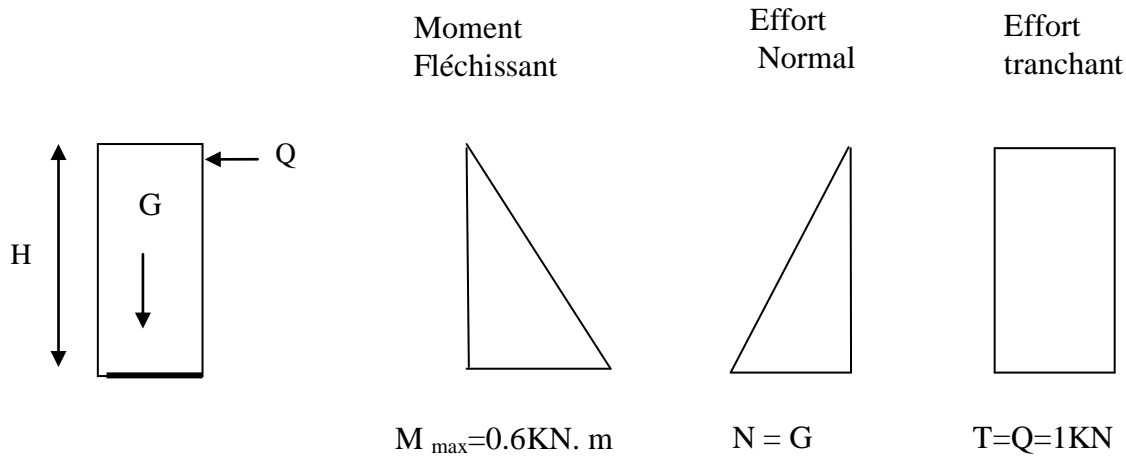
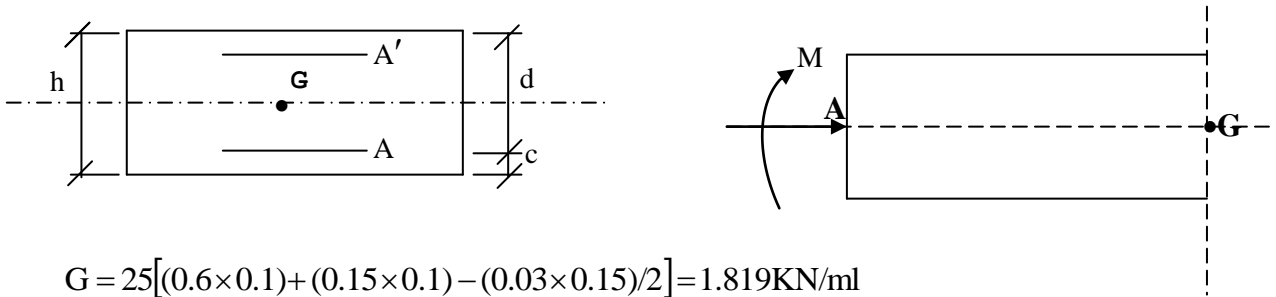


Fig. III.2 Diagrammes des efforts internes

III.1.1. Détermination des sollicitations :



$$G = 25[(0.6 \times 0.1) + (0.15 \times 0.1) - (0.03 \times 0.15)/2] = 1.819 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère :  $G=1.819 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q=1.00 \text{ KN /ml}$

Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N=G \times 1\text{ml} = 1.819 \text{ KN}$

Effort tranchant :  $T=Q \times 1\text{ml} = 1.00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû a la surcharge  $Q$  :  $M=T \times H=Q \times 1\text{ml} \times H=0.60 \text{ KN m}$

III.1.2. Combinaison des charges :

- A l'ELU:
- La combinaison de charge à considérer est  $1.35G+1.5Q$

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.819 = 2.455 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KNm}$$

- **A L'ELS:**
- La combinaison de charge à considérer : G+Q

$$N_s = G = 1.819 \text{ KN}$$

$$M_s = M = 0.60 \text{ KNm}$$

### III.1.3. Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section ( $b \times h$ )  $\text{cm}^2$  soumise à la flexion composée

H : Epaisseur de la section : 10cm

B : Largeur de la section : 100cm

C et  $c'$  : Enrobage : 3cm

D = h - c : Hauteur utile

$M_f$ : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

#### a) Calcul des armatures à L'ELU:

➤ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.455} = 36.65 \text{ cm} = 37 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les

armatures d'où la section est partiellement comprimée.

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

#### b) Calcul en flexion simple:

➤ **Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - C) = 2.455(0.37 + \frac{0.1}{2} - 0.03) = 0,957 \text{ KNm}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.957 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$\mu_u < \mu_l = 0.392$  La section est simplement armée donc  $A_{sc} = 0$

$$\mu_u = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.994$$

➤ **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,957 \times 10^5}{0.994 \times 7 \times 348 \times 10^2} = 0.39 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.455 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.32 \text{ cm}^2 \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

### III.1.4. Vérification à l'ELU:

**a) Condition de non fragilité: (Art : A.4.2.1/BAEL 91)**

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

- Armatures principales :**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :  $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \frac{33 - 0.455 \times 7}{33 - 0.185 \times 7} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.819} = 0.33 \text{ m} = 33 \text{ cm}$$

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

**Conclusion :**

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$$A_s = A_{\min} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Soit:  $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

### Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit:  $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

### b) Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)

La fissuration est préjudiciable, On doit avoir :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{pas d risque de cisaillement (Condition vérifiée).}$$

### c) Vérification de l'adhérence des barres: (art A.6.1.1, 3BAEL91)

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

$\psi_s$  : coefficient de scellement ; ( $\psi_s = 1$  pour aciers lisses,  $= 1.5$  pour acier HA)

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barre}$$

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 0.8 \times 3.14 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.236 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \tau_u \leq \tau_{se} \quad \text{(Condition vérifié).}$$

### Ancrages des barres verticales :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit «  $L_s$  »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Soit :  $L_s = 30 \text{ cm}$ .

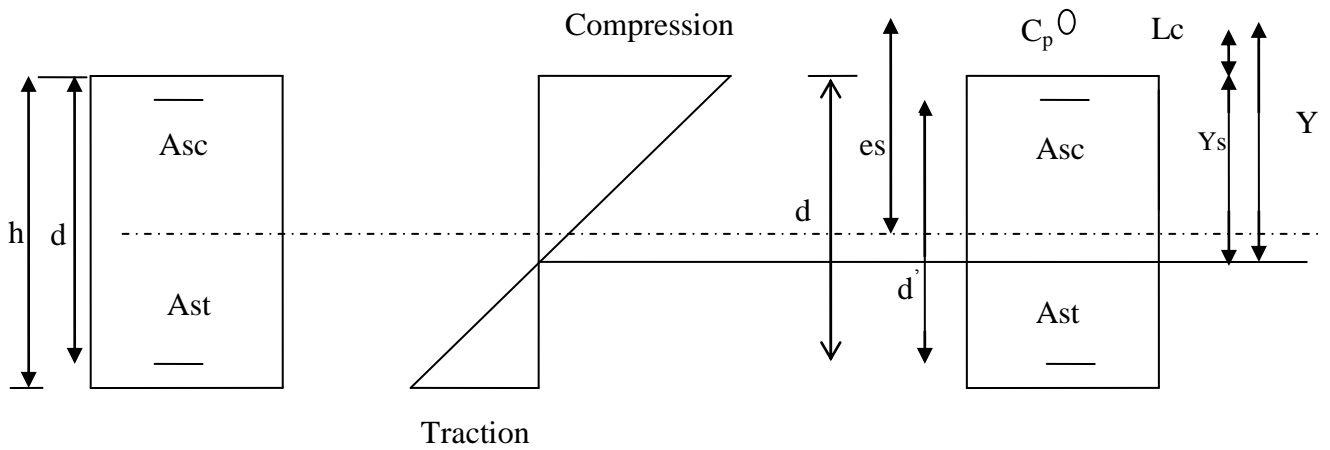
**III.1.5. Vérification à l'ELS:**

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\}$$

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



**Fig. III.3 Répartition des contraintes dans l'acrotère.**

On a  $L_c$  : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$L_c = h/2 - e_s = 10/2 - 33 = -28 \text{cm}$$

$$L_c = -28 \text{cm}$$

**Vérification des contraintes dans l'acier : [BAEL91/A.4.5,33].....[2]**

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ Mpa.}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 x A_s}{b x d} = \frac{100 x 2,01}{100 x 7} = 0,291$$

$$\rho_1 = 0,291 \rightarrow \beta_1 = 0,915 \rightarrow \kappa_1 = 43,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,60 x 10^3}{0,915 x 7 x 2,01} = 46,60 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 46,60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification des contraintes de compression dans le béton :**  
[BAEL91/A.4.5,2] ..... [2]

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{43,82} \times 46,60 = 1,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,06 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'écartement dans les barres :**

**1-Armature verticale :**

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

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

$$S_t = 15 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

**2-Armature de répartition :**

$$S_i \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_i = 20 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

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

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)  $\Rightarrow A=0.15$

(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

.

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0.8$ )

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

D'où :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.819 = 0.873 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow$  (**Condition vérifiée**).

**Conclusion :** La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment

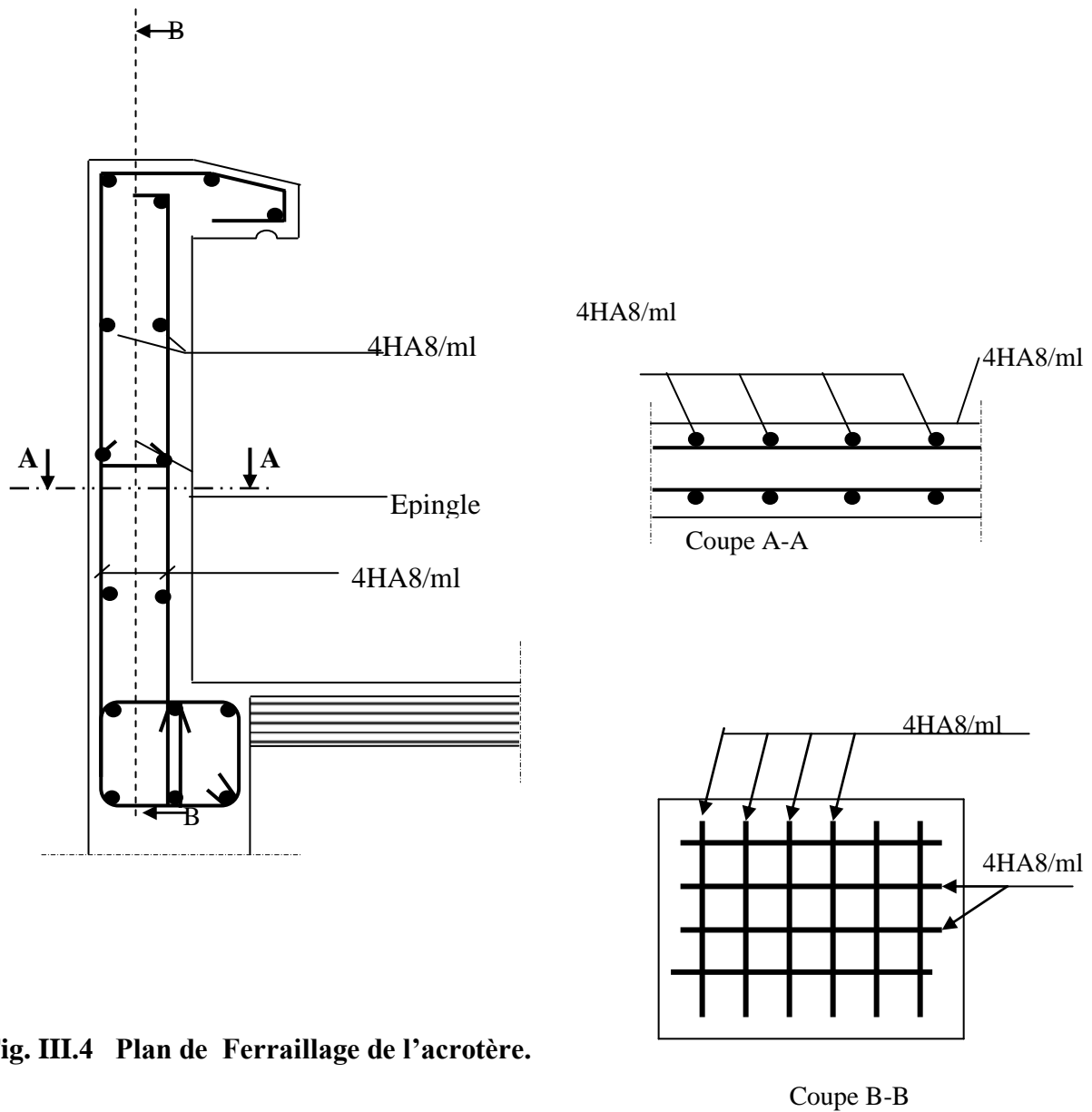


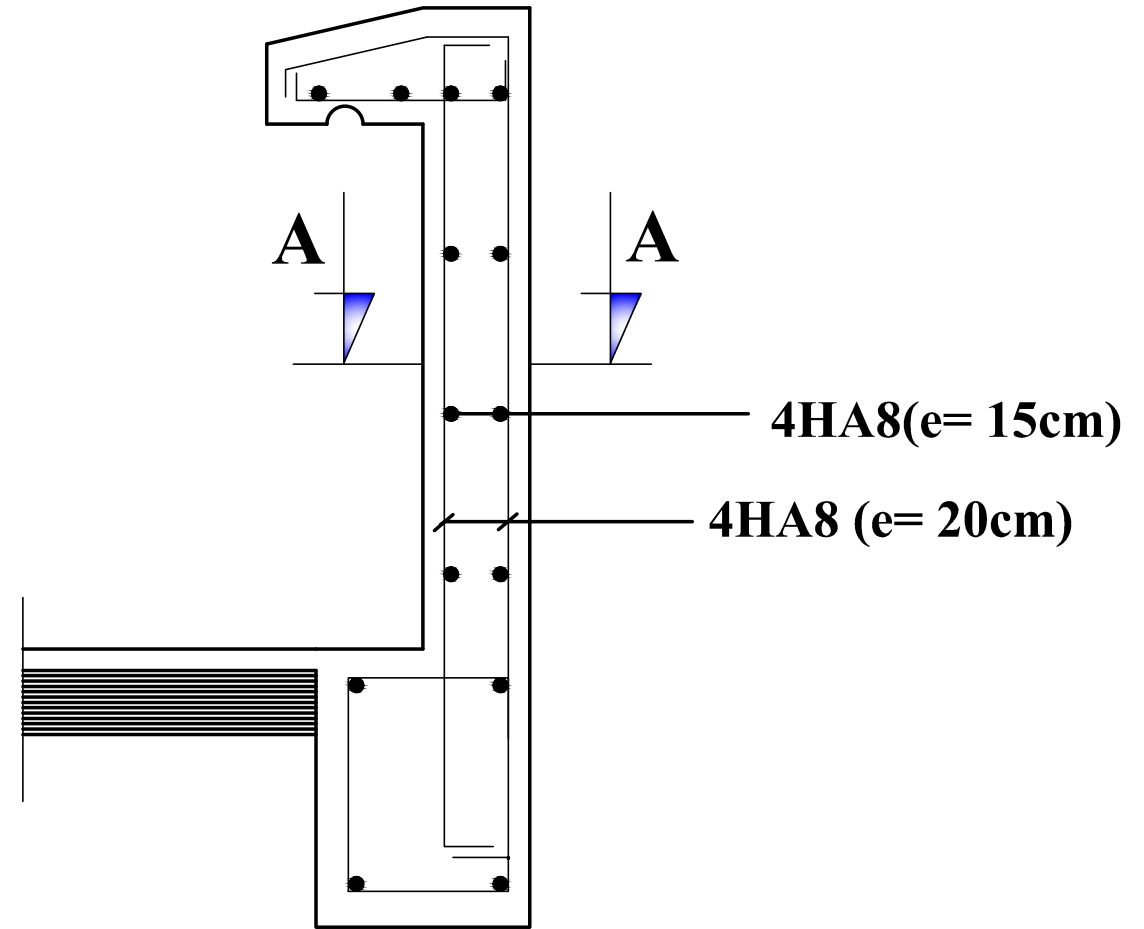
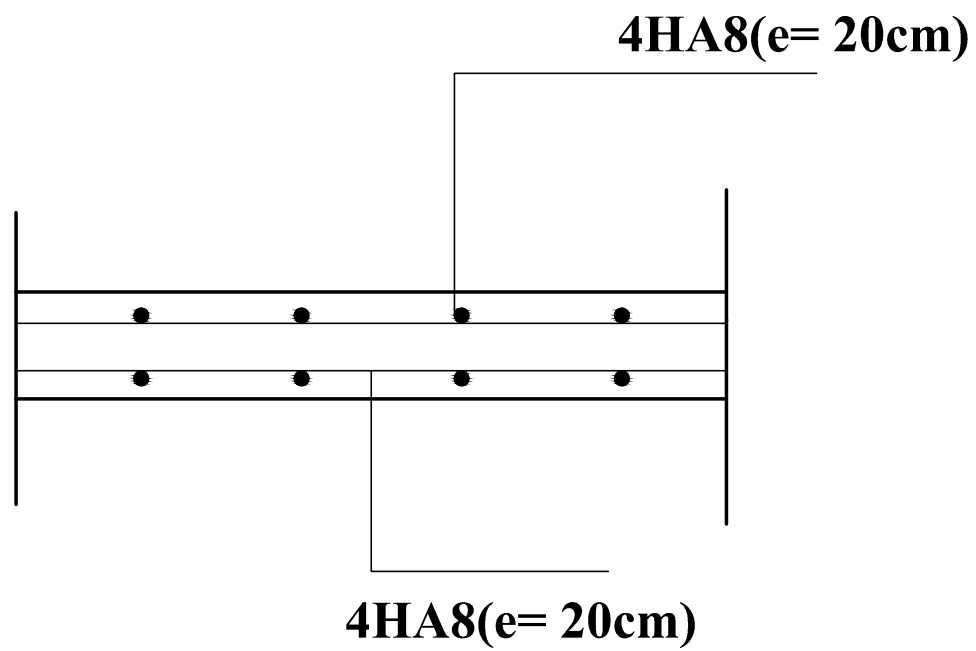
Fig. III.4 Plan de Ferrailage de l'acrotère.

Armatures principales : **4 HA8/ml** , avec  $e= 15\text{cm}$ .

Armatures de répartition : **4 HA8/ml** , avec  $e= 20\text{cm}$ .

# PLAN DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE

## COUPE A-A



Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

### PLAN DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE

Dessiné par :	Mlle. MEKSEM Tinhinane Mr. MAHMOUDI Abbas	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. kheloui.	Echelle :

### III .2. Calcul des planchers en corps creux :

Les planchers de notre projet sont réalisés en corps creux, d'une dalle de compression (16+4) armée d'un quadrillage de nuance **TLE520** reposant sur des poutrelles préfabriquées qui seront disposées suivant le sens de la petite portée.

Le plancher est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles égale à **65cm**.
- Remplissage en corps creux : utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur égale à **16cm**.
- Dalle de compression : son
  - limiter le risque de fissuration par retrait.
  - résister aux efforts des charges appliquées sur les surfaces réduites.
- épaisseur est de **4cm**, réalisée en béton et d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

#### III.2.1. Calcul de la dalle de compression : [Art B 6.8.423 /BAEL 91 modifié 99]

La dalle de compression est coulée sur place, sera armée d'un treille soudé de type TLE 520, avec une limite d'élasticité  $f_e=520\text{MPa}$  dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- $\varnothing 20\text{cm}$  pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- $\varnothing 33\text{cm}$  pour les armatures parallèles aux poutrelles.

#### 1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \text{ si } L < 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times l}{f_e} \text{ si } 50 \leq L \leq 80$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

l:Distance entre axes des poutrelles ( $l = 65\text{cm}$ )

Nous adapterons :  $5T4 / \text{ml} = 0.63 \text{ cm}^2$ ,  $e = 100/5 = 20\text{cm}$

#### 2) Armatures parallèles aux poutrelles :

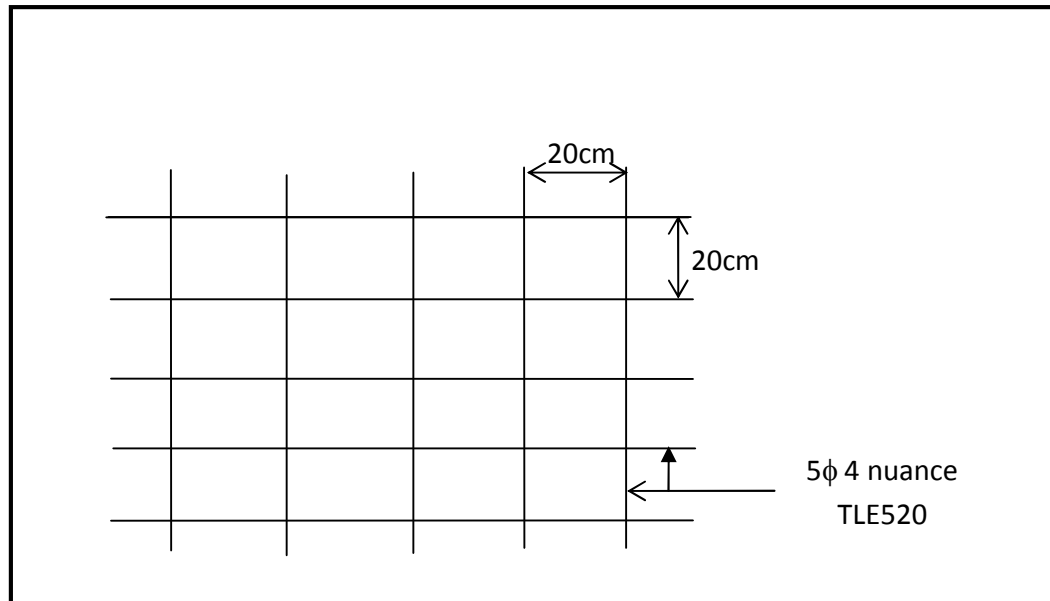
$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,63 / 2 = 0,315 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons :  $5T4/\text{ml} = 0.63 \text{ cm}^2$ ,  $e = 100/5 = 20 \text{ cm}$

Donc : nous adopterons un treillis soudé de type  $5 \times 20 \times 20 \text{ cm}$

### CONCLUSION :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $(200 \times 200) \text{ mm}^2$



**fig. III.1 : Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé 20x20cm**

### III.2.2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives. Elle se calcule comme une section en **T**.

- **Dimensionnement de la poutrelle :**

$$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm (hauteur de la section)}$$

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

$$C = 3 \text{ cm (enrobage)}$$

$$d = 17 \text{ cm (hauteur utile)}$$

$b_1$  : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessus :

$$b_1 \leq \frac{L}{2} \quad (1)$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} \quad (2)$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3}x \quad (3)$$

$$b_1 \leq \frac{L_1 + L_2}{40} + \frac{2}{3}x \quad (4)$$

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

$L_1, L_2$  : distance de la portée des poutres.

x : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

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

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq \frac{410}{10} = 41 \text{ cm}$$

$$(3) \Rightarrow b_1 \leq \frac{2}{3} \left( \frac{410}{2} \right) = 136,66 \text{ cm}$$

$$(4) \Rightarrow b_1 \leq \frac{410 + 410}{40} + \frac{2}{3} \left( \frac{410}{2} \right) = 157,16 \text{ cm}$$

Donc  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ , on prend  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

b : largeur de la dalle de compression.

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

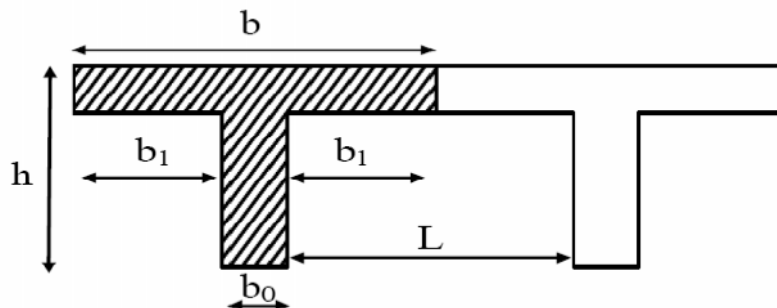


Figure III.2 : Dimensions de la poutrelle

**Remarque :**

Dans le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher le plus sollicité, c'est à-dire celui qui supporte la plus grande surcharge. Dans notre cas c'est le plancher étage courant à usage D'habitation. Le calcul se fera en deux étapes :

**III.2 .3. Plancher étage courant :**

➤ **1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera considérée simplement appuyée à ses 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 on obtient alors les poids suivants :

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

Poids des corps creux.....  $G' = 0,65 \times 0,95 = 0.62 \text{ KN/ml}$

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

D'où :

$G = G \text{ poutrelle} + G \text{ corps creux} = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN /ml}$

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

**1) calcul à L'ELU :**

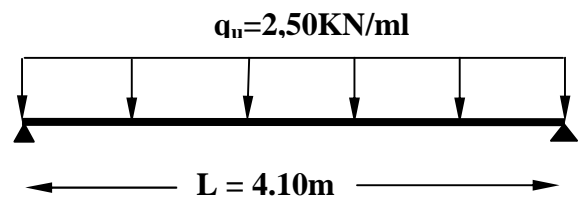
**-La combinaison de charges à considérer :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 \times 0.74 + 1,5 \times 1 = 2,50 \text{ KN/ml}$$

**-Le moment en travée :**

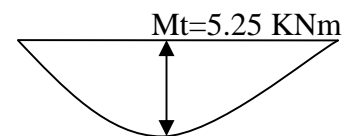
$$M_t = q L^2 / 8 = 2,50 \times (4.10)^2 / 8 = 5.25 \text{ KNm}$$



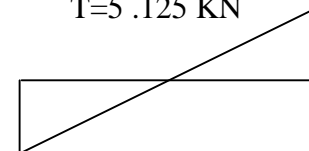
**Fig. III.3 schéma statique de la poutrelle**

**-L'effort tranchant :**

$$T = q L / 2 = 2,50 \times 4.10 / 2 = 5.125 \text{ KN}$$



$$T = 5.125 \text{ KN}$$

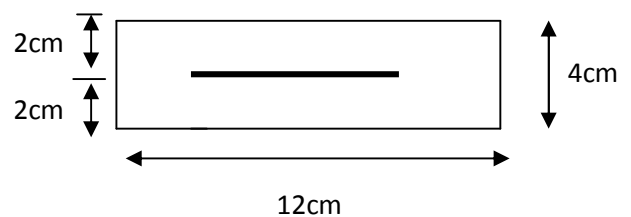


**2) Ferrailage de la poutrelle :**

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.25 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 7.70$$

$$\mu = 7.70 > \mu_1 = 0.392 \implies \text{SDA}$$



**Remarque:**

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

✓ **2<sup>ème</sup> étape : après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de dalle, en plus des charges et des surcharges éventuellement revenant au plancher.

a) **Poids des planchers repris par la poutrelle :**

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse	$6.35 \times 0.65 = 4.12$	$1.00 \times 0.65 = 0.65$
Plancher étage courant à usage habitation	$5.45 \times 0.65 = 3.54$	$1.50 \times 0.65 = 0.975$

b) **Combinaison de charges :**

Plancher	ELU (1.35G+1.5Q) (KN/ml)	ELS (G+Q) (KN/ml)
Plancher terrasse	6.54	4.77
Plancher étage courant à usage habitation	6.24	4.51

➤ **Choix de la méthode de calcul**

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles telque :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode de trois moments.

1) **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

• **Hypothèse 01 : Q (2G ; 5KN)**

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 7.08 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Hypothèse 02 :** Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. .  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

• **Hypothèse 03 :** Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\begin{array}{l} \frac{L_1}{L_2} = \frac{2.9}{2.4} = 1.20 \longrightarrow \text{OK} \\ \frac{L_2}{L_3} = \frac{2.4}{2.7} = 0.88 \longrightarrow \text{OK} \\ \frac{L_3}{L_4} = \frac{2.7}{4.1} = 0.65 \longrightarrow \text{non vérifiée} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \frac{L_1}{L_2} \\ \frac{L_2}{L_3} \\ \frac{L_3}{L_4} \end{array}} \right\} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

• **Hypothèse 4:** la fissuration est non préjudiciable  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Conclusion :**

Vu que l'Hypothèse 3 n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Dans ce cas on va utiliser la méthode des trois moments.

2) **Méthode des trois moments :**

a) **Exposition de la méthode :**

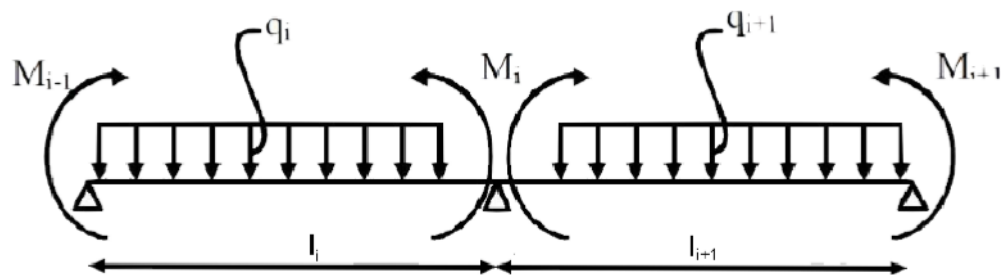


Fig.III .4 : Méthode des trois moments

**1-Rappel :**

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

- **Aux appuis :**

- $M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = - \left( \frac{q_i \cdot l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4} \right)$

- **En travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left( 1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

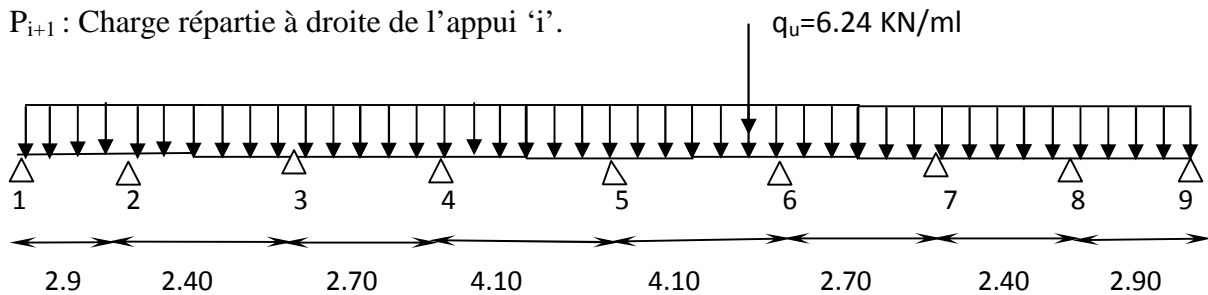
Avec :  $M_{i-1}$ ,  $M_i$  et  $M_{i+1}$  : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

$l_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

$l_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

$P_i$  : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

$P_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.



**Fig. III.5 :** Schéma statique de la poutrelle

$M_{i-1}$ ,  $M_i$ ,  $M_{i+1}$  sont les moments aux appuis,  $i-1$ ,  $i$ ,  $i+1$  respectivement.

**b/ Calcul des moments a ELU :**

**Moments aux appuis**

$$L' \text{appui 1 : } \quad 5.8M_1 + 2.9M_2 = -38.04 \text{ ----- (1)}$$

$$L' \text{appui 2: } \quad 2.9M_1 + 10.6M_2 + 2.4M_3 = -59.61 \text{ -----(2)}$$

$$L' \text{appui 3 : } \quad 2.4M_2 + 10.2 M_3 + 2.7M_4 = - 52.27 \text{ ----- (3)}$$

$$L' \text{appui 4 : } \quad 2.7M_3 + 13.6M_4 + 4.1M_5 = - 138.22 \text{----- (4)}$$

$$L' \text{appui 5 : } \quad 4.1M_4 + 16.4M_5 + 4.1M_6 = -215 \text{ ----- (5)}$$

$$M_4 = M_6 \text{----- (6)}$$

**Remarque:** Comme le système est symétrique, alors :  $M_1 = M_9$ ,  $M_2 = M_8$ ,  $M_3 = M_7$ ,  $M_4 = M_6$ .

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -4.66 \text{ KN.m} \qquad M_2 = - 3.79 \text{ KN.m} \qquad M_3 = - 2.46 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -6.69 \text{ KN.m} \qquad M_5 = -9.90 \text{ KN.m} \qquad M_6 = -6.69 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -2.46 \text{ KN.m} \qquad M_8 = -3.79 \text{ KN.m} \qquad M_9 = -4.66 \text{ KN.m}$$

**Moments en travée :**

Le moment en travée à distance  $x$  de l'appui «  $i$  » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$X_i$  : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \qquad x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

Travée (1-2)	$x = 1.49\text{m}$	$M_{1 \max} (1.49) = 2.35\text{KN.m}$
Travée (2-3)	$x = 1.28\text{m}$	$M_{2 \max} (1.28) = 1.39\text{KN.m}$
Travée (3-4)	$x = 1.09\text{m}$	$M_{3 \max} (1.09) = 1.32\text{KN.m}$
Travée (4-5)	$x = 1.92\text{m}$	$M_{4 \max} (1.92) = 4.87 \text{ KN.m}$

**Ensuite par symétrie on déduit que**

$$M_{t\ 1-2}=M_{t\ 8-9}=2.35\text{KN.m} ; M_{t\ 2-3}=M_{t\ 7-8}=1.39\text{KN.m} ; M_{t\ 3-4}=M_{t\ 6-7}=1.32\text{KN.m} ;$$

$$M_{t\ 4-5}=M_{t\ 5-6}=4.87\text{KN.m}$$

**N.B/**

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

➤ **Aux appuis :**

- $M_1 = -3.10 \text{ KN.m}$
- $M_2 = -2.52\text{KNm}$
- $M_3 = -1.64\text{KNm}$
- $M_4 = -4.46 \text{ KN.m}$
- $M_5 = -6.6 \text{ KN.m}$

➤ **En travées :**

- $M_{t(1-2)} = 3.13\text{KNm}$
- $M_{t(2-3)} = 1.85 \text{ KN.m}$
- $M_{t(3-4)} = 1.76 \text{ KN.m}$
- $M_{t(4-5)} = 6.49\text{KNm}$

## ❖ efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q L_i}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

- Travée 1-2:  $T(0) = 9.25$  KN  
 $T(2.9) = 8.85$  KN
- Travée 2 3:  $T(0) = 7.85$ KN  
 $T(2.4) = 7.12$  KN
- Travée 3 4 :  $T(0) = 7.38$ KN  
 $T(2.7) = 9.47$  KN•
- Travée 4 5 :  $T(0) = 12.27$ N  
 $T(4.10) = 13.33$

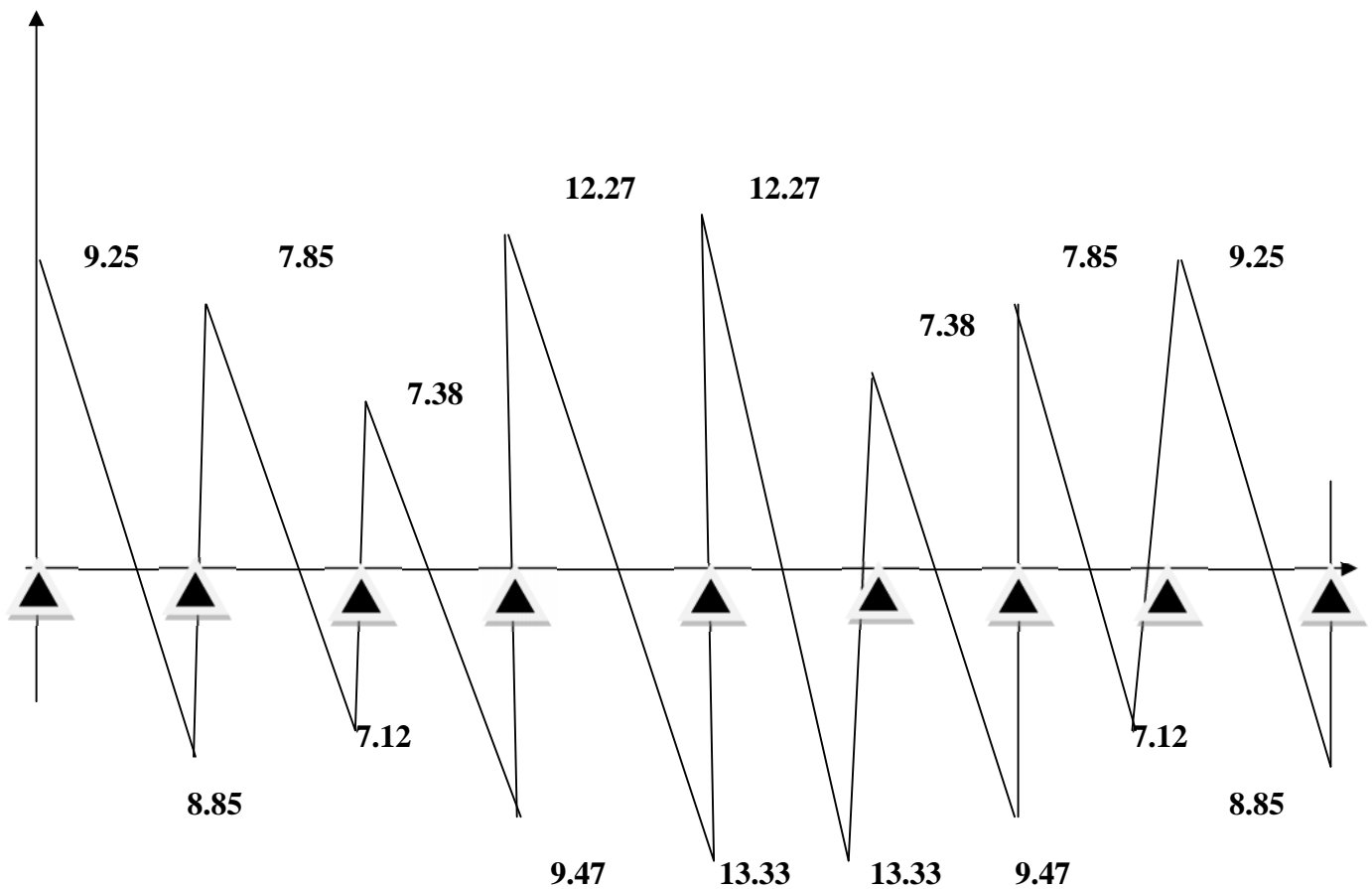
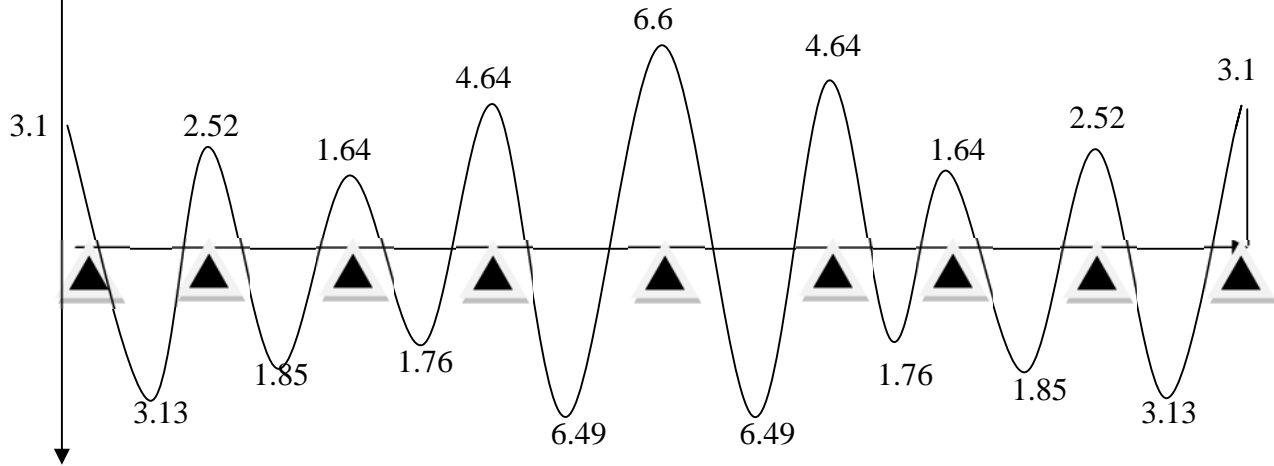


Fig. III.6: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



**M(kn.m)**      **Fig. III.7 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU**

**C) Ferrailage:**

Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments **Max** en **travées** et sur **appuis**.

❖ **Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

$b = 65\text{cm}$  (largeur de la table de compression)

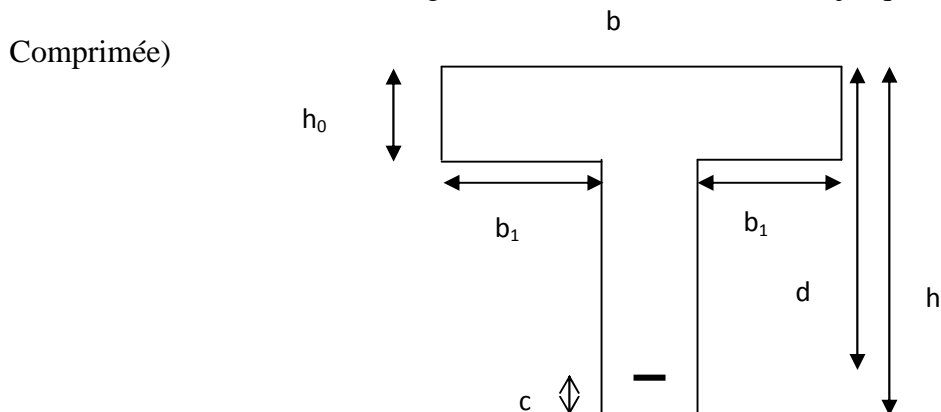
$h = 20\text{ cm}$  (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12\text{cm}$  (largeur de la nervure)

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

$c = 3\text{cm}$  (enrobage des armatures inférieures)

$d = 17\text{cm}$  (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus



**Fig. III.8 : Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression (Section en T)**

❖ **Caractéristiques des matériaux :**

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$M_0$  : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule

Suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,17 - \frac{0,04}{2} \right) = 55,38 \text{ KN.m}$$

**1)-Armatures longitudinales :**• **En travée :**

$M_{t \max} = 6,49 < M_0 = 55,38 \implies$  l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Donc, nous aurons à calculer une section rectangulaire de section (**b x h**).

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,49 \times 10^6}{650 \times (170)^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \quad (A_{sc} = 0).$$

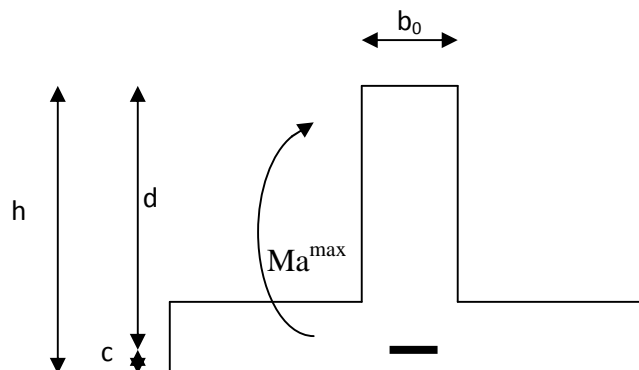
$$\mu = 0,024 \quad \beta = 0,988$$

**-Les armatures nécessaires (traction) :**

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{6,49 \times 10^5}{0,988 \times 17 \times 348 \cdot 10^2} = 1,11 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons **3HA10 = 2,35 cm<sup>2</sup>**

- **Aux appuis :** Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures. Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.



**Fig.III.9 : Section de calcul de la poutrelle aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.6}{0,12(0,17)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,134$$

$$\mu = 0,134 < 0,392 \quad \text{SSA} \quad A_{sc} = 0 \text{cm}^2$$

-les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,134 \quad \beta = 0,928$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{6.6 \times 10^5}{0,928 \cdot 17 \times 348 \times 10^2} = 1.20 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{cm}^2$$

## 2)- Armatures transversales :

- **Diamètre des aciers transversaux (RPA99/2003-Art : 7-2-2) :**

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \quad \min \left( \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$\phi_1$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

$$\phi_t \quad \min \left( \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12 \right) = 5,71 \text{mm} = 0,571 \text{cm}$$

$$\phi \leq 0,571 \text{cm} \quad \text{On prend } \phi = 8 \text{mm}$$

$$\text{On adopt: } 2 \phi 8 \rightarrow A_t = 1.00 \text{ cm}^2$$

- **La section des armatures transversales :**

$$A_t = 2 \phi_8 = 1,00 \text{cm}^2$$

- **L'espace entre les cadres :**

$$S_t = \min (S_{t1}, S_{t2})$$

$$S_{t1} = \min (0,9d, 40 \text{cm}) = 15.3 \text{cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,42 \text{ cm}$$

$$S_t = \min \{15.3; 27.42\} = 15.3 \text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{cm}$$

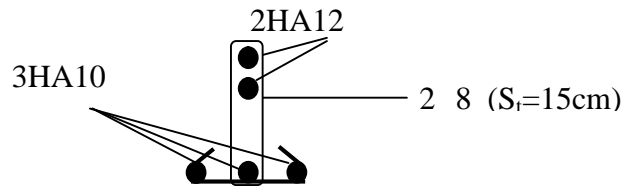


Fig.III .10 : Schéma de ferrailage de la poutelle

**d) Les vérifications à ELU :**

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 12 \cdot 17 \cdot 2,1}{400} = 0,25 \text{ cm}^2$$

-**En travée :**  $A_s = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,25 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

-**Aux appuis:**  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,25 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

❖ **Vérification au cisaillement :**

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{13,31 \times 10^3}{120 \times 170} = 0,65 < 3,33 \text{ MPa} \text{ .....condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi = 1,5$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \cdot \sum u_i}$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres ultimes des barres

$$\tau_{se} = \frac{13,31 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 3,14 \times 2 \times 12} = 1,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,15 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \text{ ..... condition vérifiée.}$$

❖ **Ancrage des barres: (BAEL99.Art. A-6-1-2)**

La longueur de l'ancrage droit nécessaire :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec: } s = 0.6 \quad f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

Donc :

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification des contraintes tangentielles (cisaillement) :**

- **Au niveau de la liaison hourdis/âme :**

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{h_0 2bZ_b} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{BAEL91 modifié 99 : Art -A.5.3.2})$$

Avec :  $Z_b = 0,9 d$ .

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{h_0 2bZ_b} = \frac{13.31 \times 10^3 (650-120)}{40 \times 2 \times 650 \times 153} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux niveaux des appuis :**

$$\tau_u = \frac{2.V_u}{b_0 \cdot 0,9.d} \quad \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 13.31 \cdot 10^3}{120 \times 0.9 \times 170} = 1.45 \text{ MPa}$$

1.45MPa < 13.33MPa..... condition vérifiée.

❖ **Justification des sections d'appuis vis-à-vis de l'effort tranchant (BAEL99-Art : 5.1.3) :**

**Appuis de rive :**

Pour équilibrer l'effort tranchant sur l'appui on doit prolonger les armatures inférieures au de là du bord de l'appui, cette section d'armature doit vérifier la condition suivante :

$$A_{st \text{ ancrée}} \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{13.31 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.38 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 2.26 \text{cm}^2 > 0.38 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

Donc on peut prolonger les armatures inférieures qu'on a déjà calculées.

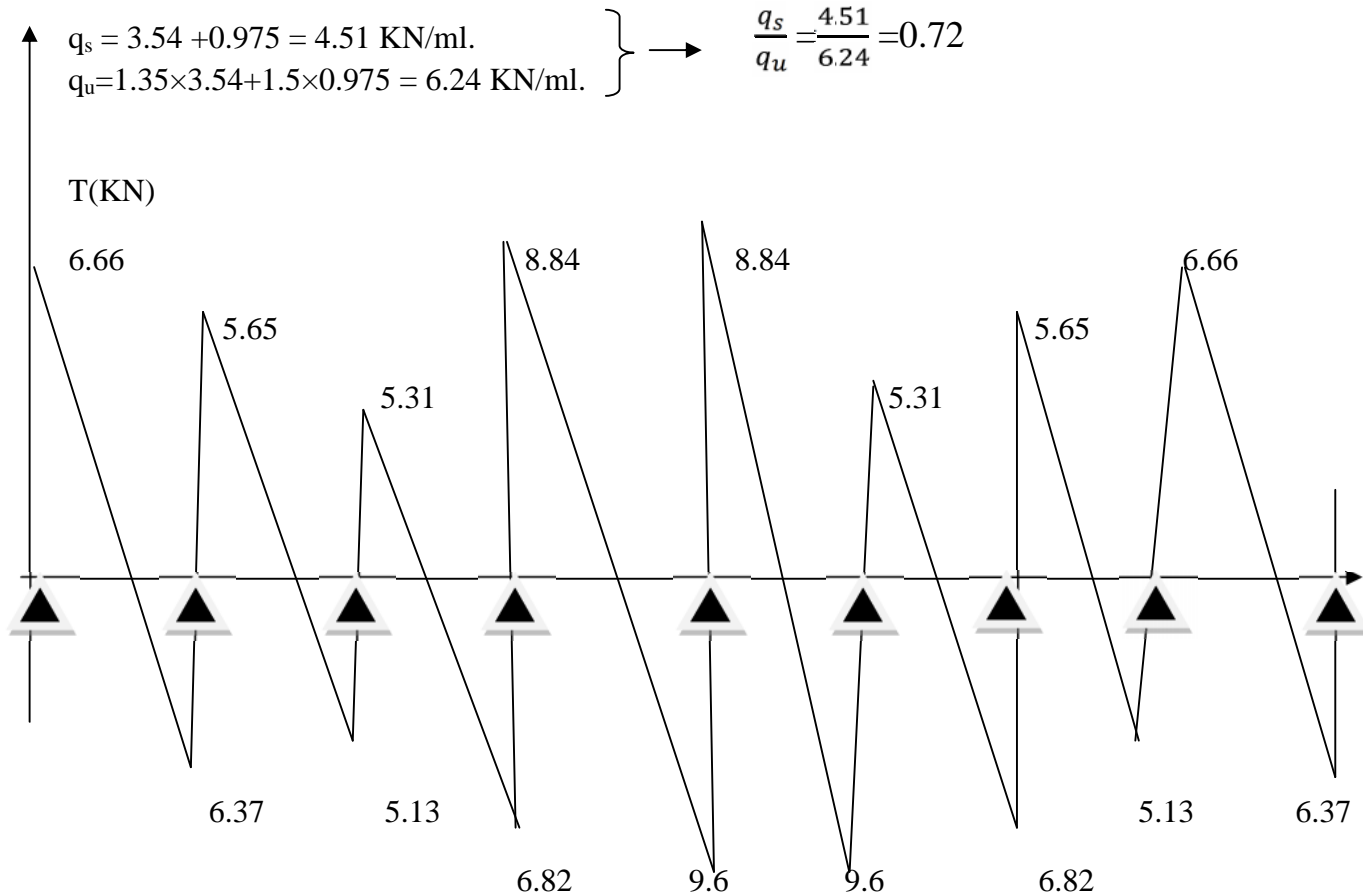
**e) Vérification à l'ELS :**

❖ **Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :**

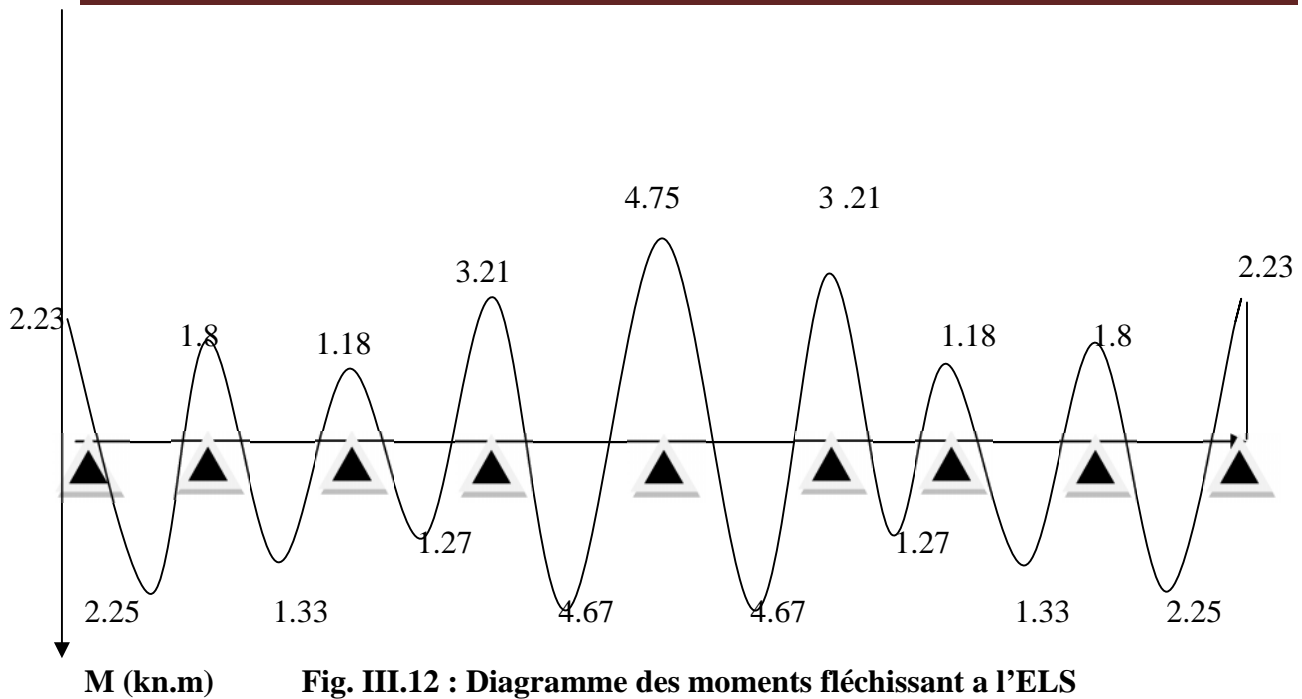
Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ ) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous:

$$q_s = G + Q$$

$$\left. \begin{aligned} q_s &= 3.54 + 0.975 = 4.51 \text{ KN/ml.} \\ q_u &= 1.35 \times 3.54 + 1.5 \times 0.975 = 6.24 \text{ KN/ml.} \end{aligned} \right\} \rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.51}{6.24} = 0.72$$



**Fig. III .11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS**



❖ **Vérification de la résistance à la compression du béton :**

La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times k$$

- - **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée :

$$A_s = 3 \phi_{10} = 2.35 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 17} = 1.15 \quad \beta_1 = 0.853 \quad \alpha_1 = 0.441$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.441}{15(1 - 0.441)} = 0,052$$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{4.67 \times 10^6}{0.853 \times 170 \times 2.35 \times 10^2} = 137.04 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.052 \times 137.04 = 7.13 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \phi 12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12.17} = 1.1 \quad \beta_1 = 0.856 \quad \alpha_1 = 0.432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.432}{15(1 - 0.432)} = 0.051$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{4.75 \times 10^6}{0.856 \times 170 \times 2.26 \times 10^2} = 144.50 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.051 \times 144.50 = 7.37 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusions :**

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

- ❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Nous avons une fissuration peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire

- ❖ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{20}{410} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots (1) \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots \dots \dots (2).$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e} \text{ (MPa)} \dots \dots \dots (3).$
- $L < 8,00 \text{ m} \dots \dots \dots (4).$

- Vu que la première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est obligatoire.

$$f = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{Fv}} < \overline{f}$$

$$\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MP}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différée

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \nu \cdot \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section

$$\nu = \max \left[ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

- **Calcul du moment équilibré par la table de compression :**

$$M_{so} = \frac{b(h_0)^2}{30} \times \frac{(d - \frac{h_0}{3})}{d - h_0} \sigma_{st}$$

$$M_{so} = \frac{0,65 \times (0,04)^2}{30} \times \frac{(0,156)}{0,13} \times 348 \times 10^3 = 14,48 \text{ KN}$$

$$M_{so} = 14,48 \text{ KN} > M_s = 4,67 \text{ KNm.}$$

→ AN à la table de compression.

Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de  $(b \times h) = (65 \times 20)$ .

- **Aire de la section homogène :**

$$B_0 = B + n \times A_t$$

$$B_0 = (65 \times 20) + 15 \times (2,35) = 1335,25 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 1335,25 \text{ cm}^2$$

- **Le moment statique de (xx) :**

$$S/_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_s \times d$$

$$S/_{xx} = \frac{65(20)^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 17 = 13599,25 \text{ cm}^3$$

$$S/_{xx} = 13599,25 \text{ cm}^3$$

- **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{13599.25}{1335.25} = \mathbf{10.18 \text{ cm}}$$

$$V_2 = 20 - 10.18 = \mathbf{9.82 \text{ cm}}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + n \times A_t \times (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (10.18^3 + 9.82^3) + 15 \times 2.35 \times (9.82 - 3)^2$$

$$\mathbf{I_0 = 45015.01 \text{ cm}^4}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{2.35}{65 \times 17} = 0.00212$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3 \times b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00212(2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 19.40$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} (\lambda_i) = 7.75$$

$$\rho = 0.212 \% \quad \rightarrow \quad B = 0.926$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{B \times d \times A_s} = \frac{4.67 \times 10^6}{0.926 \times 170 \times 235} = 126.23 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00212 \times 126.23 + 2.1} = -0.16$$

$$\nu = \max[0; -0.16] = 0$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 45015.01}{1 + 0 \times 7.75} = 49516.51 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{4.67 \times 10^3 \times (410)^2}{10 \times 10818.86 \times 49516.51} = 0.146$$

$$f = 0.146 < \bar{f} = 0.820 \dots \dots \dots \quad \mathbf{\text{Condition vérifié}}$$

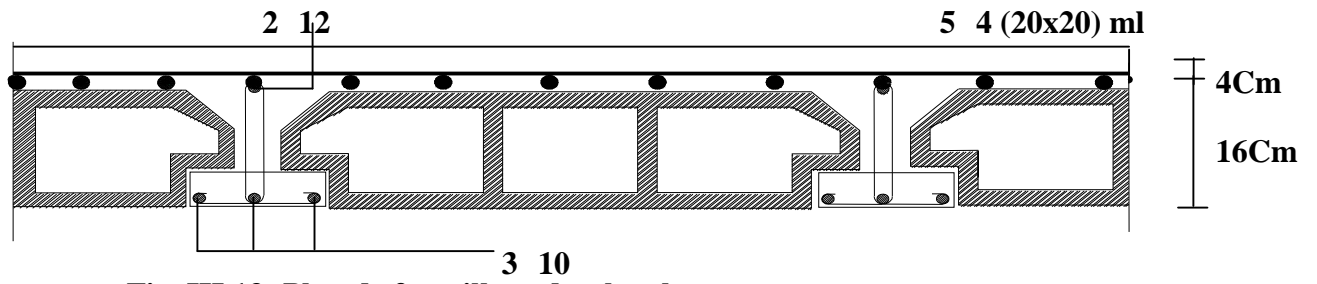


Fig. III.13: Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

### III.3. Calcul des balcons

#### III. 3. 1 Introduction :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher; soumis à des charges permanentes dues à son poids propre << G >>, au poids propre du garde corps. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m.

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

**L** : La largeur de balcon

$$L = 1.35 \text{ m}$$

$$\frac{L}{10} \geq \frac{135}{10} = 13,5[\text{cm}]$$

Ce qui donne  $e = 15 [\text{cm}]$

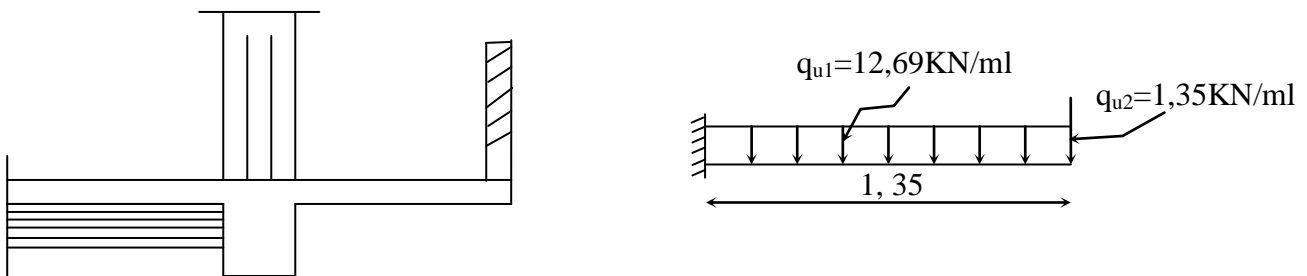


Fig. III.3.1 : Schéma statique du balcon.

#### III.3.2 Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1[m]de balcon

##### a- Charges permanentes

Charge G due à la dalle en béton arme .....  $G = 5,51 [\text{KN/ml}]$ .

##### b- charge concentrée

Poids propre du garde corps..... $G1 = 1 [\text{KN/ml}]$ .

Charge due à la main courante ..... $q = 1 [\text{KN/ml}]$ .

**c- charge d'exploitation:**..... $Q=3,5 [\text{KN/ml}]$ .

➤ Calcul à l'état limite ultime

Le balcon travaille en flexion composé.

**III.3.2.1 Combinaison de charges :**

✓ A l'ELU

- Dalle:  $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,51 + 1,5 \times 3,5 = 12,69$  [KN/ml];
- Garde corps:  $q_{u2} = 1,35G_1 = 1,35 \times 1 = 1,35$  [KN/ml].

✓ A l'ELS

- Dalle :  $q_{s1} = G + Q = 5,51 + 3,5 = 9,01$  [KN/ml].
- Garde corps  $q_{s2} = 1$  [KN/ml].

**III.3.3 Ferrailage :**

➤ Calcul du moment sollicitant

$$Mu = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l$$

$$Mu = 12,69 \times \frac{1,35^2}{2} + 1,35 \times 1,35$$

$$Mu = 13,38 \text{ [Kn.m]}$$

➤ Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,38 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,065 < 0,392$$

====> section simplement armée

$$\mu_u = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,966$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,38 \times 10^3}{0,966 \times 12 \times 348} = 3,31 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit 5HA10 = 3,92 cm<sup>2</sup> avec un espacement S<sub>t</sub> = 20[cm].

➤ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit 4HA10 = 3,14[cm<sup>2</sup>] avec S<sub>t</sub> = 25[cm]

**III.3.4 Vérification à l'ELU :**

A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)..... [2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \cdot \frac{2.1}{400} \cdot (100)(12) = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.45 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

B) cisaillement : (Art.A.5.2,1 / BAEL91).....[2]

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right\}$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.69 \times 1.35 + 1.35 = 18.48 \text{ [KN].}$$

$$Vu = 18.48 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{18.48 \times 10^3}{1000 \times 120} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.154 \text{ Mpa.}$$

$$0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.15 \times \frac{f_{28}}{\gamma_b} \quad \dots\dots \text{ les armatures transversales ne sont pas nécessaires } \checkmark$$

C) L'adhérence des barres: (Art. A.6.1, 3 / BAEL91).....[2]

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\text{max}}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de  $\bar{\tau}_{se}$  :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

Calcul de  $\bar{\tau}_{se}$  :

❖ Dans le sens yy

$$\sum U_i = 3,14 \times 5 \times 10 = 157,07 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,48 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 157,07} \quad \text{Donc : } \tau_{se} = 1,08 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres} \checkmark$$

D) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91).....[2]

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

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

Calcul de  $\tau_{su}$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Vu que  $l_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4.L_s$  pour les aciers H.A ; Donc :  $L_c = 18 \text{ cm}$

E) Espacement des armatures

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales  $\longrightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$

Armatures de répartition  $\longrightarrow S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$

**III.3.5 Vérification à l'ELS :**

➤ Calcul du moment sollicitant

$$M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l$$

$$M_s = 9,01 \times \frac{1,35^2}{2} + 1 \times 1,35$$

$$M_s = 9,75 \text{ [Kn.m]}$$

A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91).....[2]

Dans notre cas, la fissuration est considérée préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91).....[2]

• Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3,92}{100 \times 12} \times 100 = 0,326$$

$$\rho_1 = 0,326 \Rightarrow k_1 = 41,18 \text{ et } \beta_1 = 0,911$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9,75 \times 10^6}{0,911 \times 120 \times 392} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = 227,52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 227,52 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots \dots \dots \checkmark$$

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{227,52}{41,18} \text{ Donc } \sigma_{bc} = 5,52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,52 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots \dots \dots \checkmark$$

C) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91).....[2]

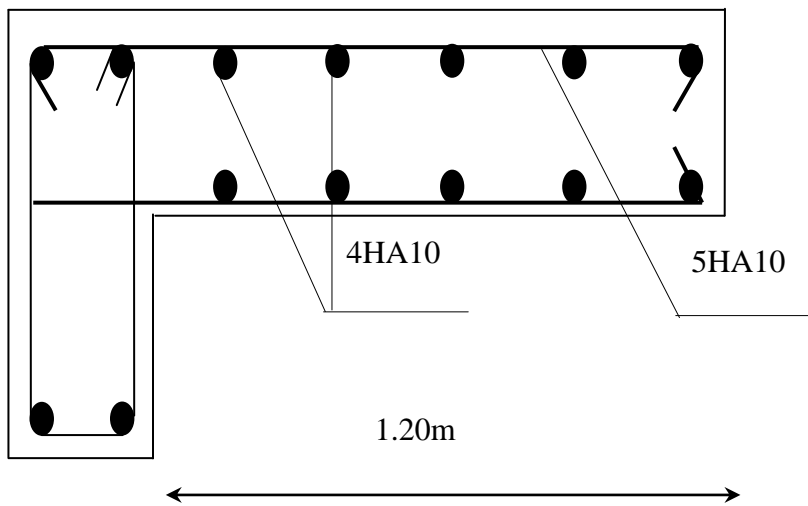
On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0}$$

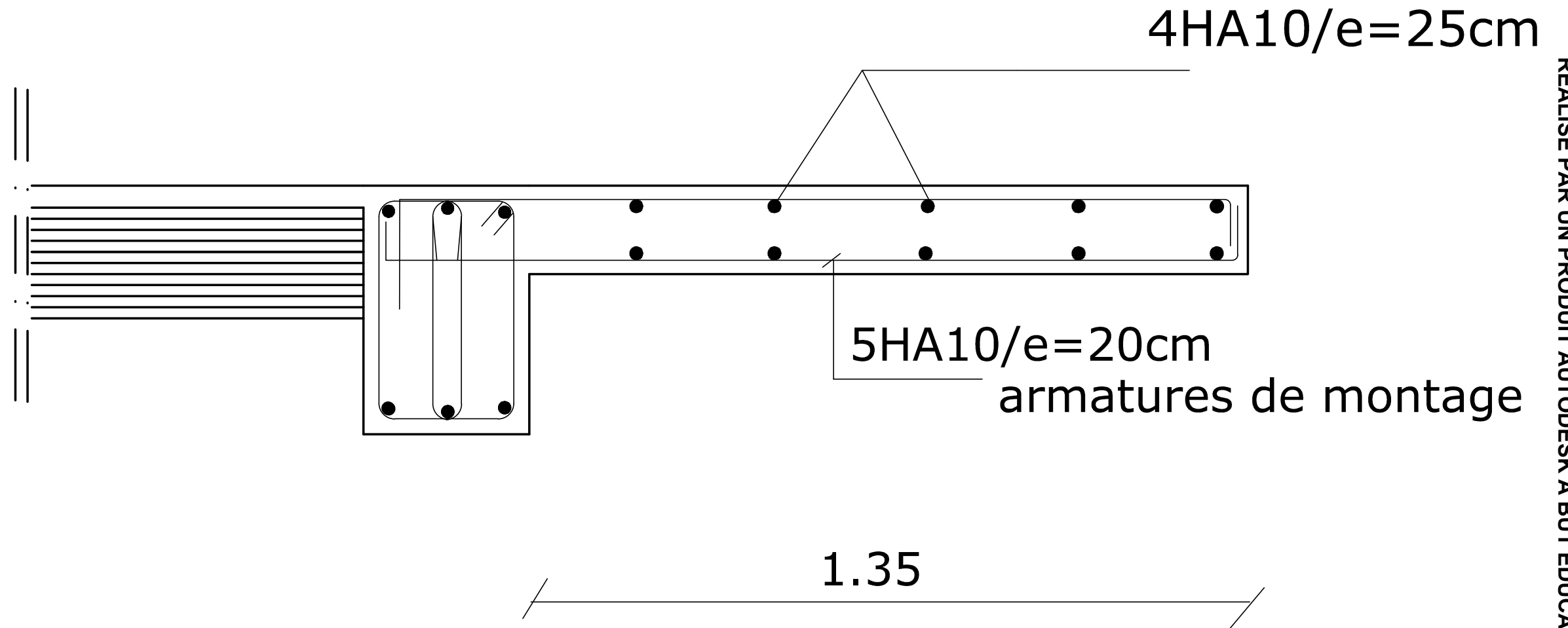
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{135} = 0,11$
- $\frac{1}{16} = 0.0625$ .
- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{3,92}{100 \times 12} = 0,0032$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01$                        $\frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e}$  .....condition vérifiée
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{135} = 0,11$
- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{9,75}{10 \times 9,75} = 0,1$                        $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$  .....condition vérifiée

Conclusion : Les balcons seront ferrailé comme suit

- ❖ Armature principales : 5HA10 avec e=20 cm
- ❖ Armatures répartition : 4HA10 avec e=25 cm



# PLAN DE FERRAILLAGE DES BALCONS



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

## PLAN DE FERRAILLAGE DES BALCONS

Dessiné par :

Mlle. MEKSEM Tinhinane  
Mr. MAHMOUDI Abbas

Plan 1/1

Dirigé par :

Mme. kheloui

Echelle :

### III.4.Calcul des escaliers :

**III.4.1.Introduction :** Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, permet le passage d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier (à deux volées avec un palier intermédiaire) en BA, coulé sur place.

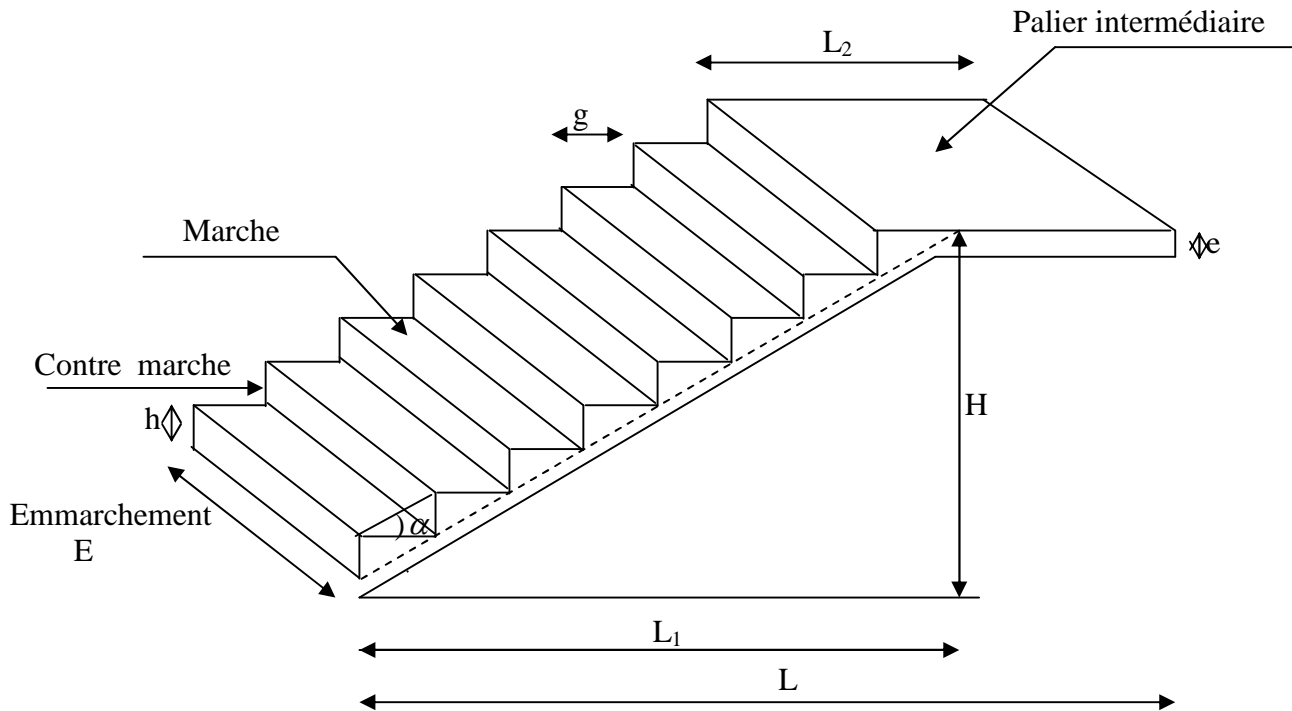


Figure III.1 : Coupe verticale de l'escalier

- **La marche** est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **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 séparant deux contre marches successives.
- **La volée** est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est  $L_1$ .
- **La pailasse** d'épaisseur  $e_p$ , est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'embranchement  $E$**  représente la largeur de la marche.
- **le palier** de longueur  $L_2$ , est l'élément intermédiaire entre deux volées  
La montée  $H$  représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs

### III.4.2. Pré dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

#### Marches et contremarches :

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

Où :  $h$  : la hauteur de la contre marche  $14 \leq h \leq 18$  [cm].

$g$  : le giron  $28 \leq g \leq 32$  [cm] .

On adopte :  $h=17\text{cm}$ .

#### Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$$n = H/h.$$

Pour l'étage courant  $H = 3.00\text{m}$ .

Alors :  $n = 3.0/0.17 = 18$ .

Comme l'étage courant comporte deux paillasse identiques, on aura alors 9 contremarches et 8 marches par volée.

### III.4.3. Calcul du giron :

Le giron «  $g$  » est donné par la formule suivante :  $g = L_1/n-1$  .

On à :  $L_1=2.4\text{m}$ ,  $L_2=1.50\text{m}$

$$L_1 = 2.4\text{m} \Rightarrow g = 2.4/8 = 0.3\text{m} \Rightarrow g = 30\text{cm}$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

On remarque bien que  $59 \leq 64 \leq 66$  cm **Condition vérifiée.**

### III.4.4. Pré dimensionnement de la paillasse :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

$L$  : longueur projetée du palier et de la paillasse ;  $L=L_1+L_2$

$$390/30 \leq e_p \leq 390/20 \Rightarrow 13 \leq e_p \leq 19.5$$

Soit  $e_p = 15\text{cm}$ .

Calcul de  $\alpha$  :  $\text{tg}\alpha = \frac{h}{g}$

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} = 0.6375 \Rightarrow L' = 284.63\text{cm}$$

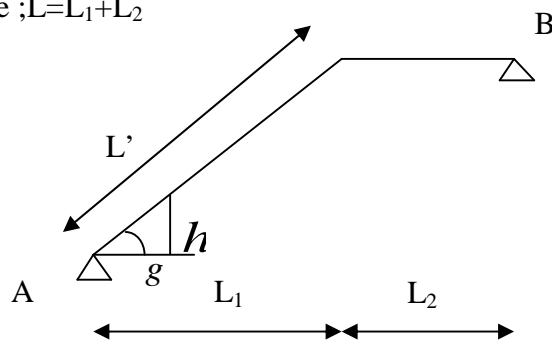


Figure III .2 : Schéma statique

**III.4.4.1 Détermination des charges et surcharges :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

➤ **charge permanente :****Paillasse**

Eléments	Poids propre [KN/m <sup>2</sup> ]
Paillasse	$25 \times \frac{15}{\cos \alpha} = 4.31$
Marches	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Garde corps	$= 0.30$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27$
<b>G<sub>ps</sub> = 8.326</b>	

**Palier**

Eléments	Poids propre [KN/m <sup>2</sup> ]
Palier	$25 \times 0.15 = 3.75$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27$
<b>G<sub>pl</sub> = 5.34</b>	

➤ **Charges d'exploitation**

- Palier : **Q<sub>pl</sub> = 2.5KN/ml**
- Paillasse : **Q<sub>ps</sub> = 2.5KN/ml**

. **Calcul à l'ELU:****Calcul des sollicitations :****a) Combinaisons des charges :**

- paillasse  $q_{ps} = [1.35 \times 8.326 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 14.99 \text{ KN/ml}$
- palier  $q_{pl} = [1.35 \times 5.34 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 10.96 \text{ KN/ml}$

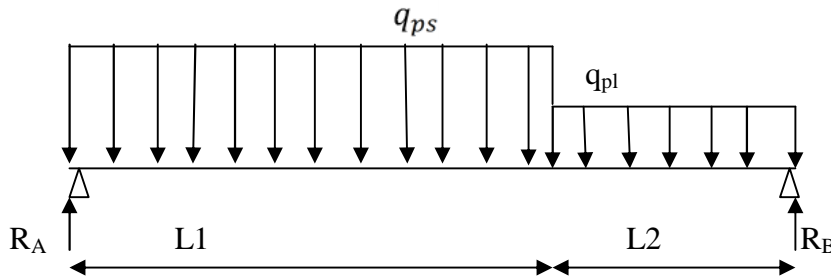


Figure III.3 : Schéma de chargement à l'ELU.

### b) Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 14.99 \times 2.4 + 10.96 \times 1.50$$

$$R_A + R_B = 52.42 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Rightarrow 3.9 R_B = 10.96 \times 1.50 \times 3.15 + 14.99 \times 2.4 \times 1.2 \Rightarrow R_B = 24.35 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne } R_A = 28.07 \text{ KN}$$

### c) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

- Pour  $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_{ps}x$$

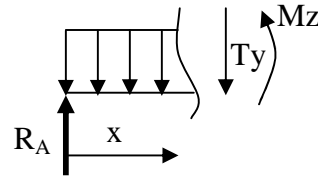
$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 28.07 \text{ KN}$$

$$X = 2.4 \text{ m} \rightarrow T_y = 28.07 - 14.99 \times 2.4 = -7.9 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - q_{ps} \frac{x^2}{2}$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 2.4 \text{ m} \rightarrow M_Z = 24.19 \text{ KNm}$$



FR

- Pour  $2.4 \leq x \leq 3.90 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_{ps} \times 2.4 - q_{pl} (x - 2.4)$$

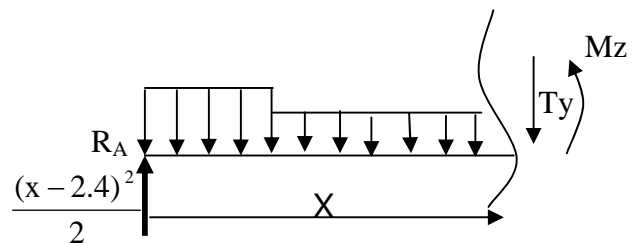
$$X = 2.4 \rightarrow T_y = -7.9 \text{ KN}$$

$$X = 3.9 \rightarrow T_y = -24.35 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q_{ps} \times 2.4)(x - 1.2) - q_{pl} \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

$$X = 2.4 \rightarrow M_Z = 24.19 \text{ KNm}$$

$$X = 3.9 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KNm}$$



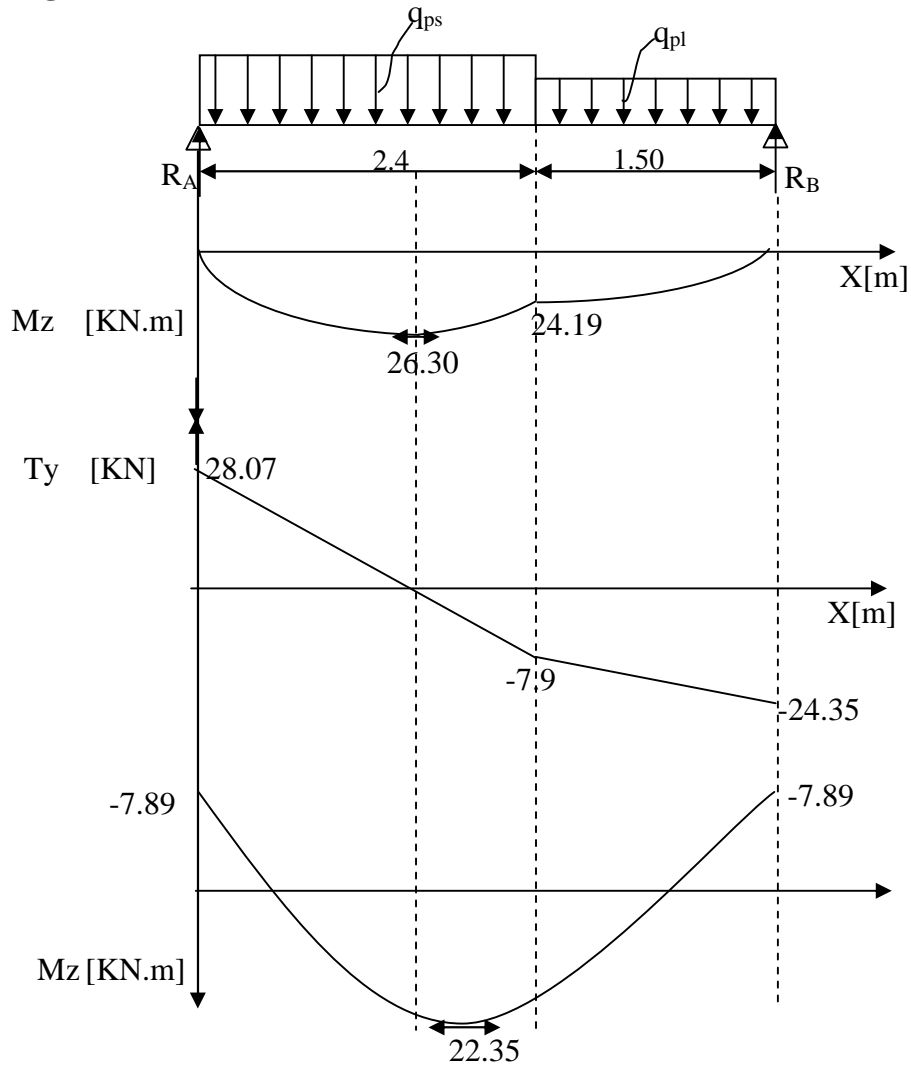
Le moment  $M_Z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x = 1.87 \text{ m}$  d'où  $M_Z^{\max} = 26.30 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 26.30 \text{ KNm}$$

**Aux appuis :**  $M_a = -0.3 \times M_Z^{\max} = -7.89 \text{ KNm}$

**En travée :**  $M_t = 0.85 \times M_Z^{\max} = 22.35 \text{ KNm}$

**d) Diagramme des efforts :**



**III.4.4.2: Calcul des armatures:**

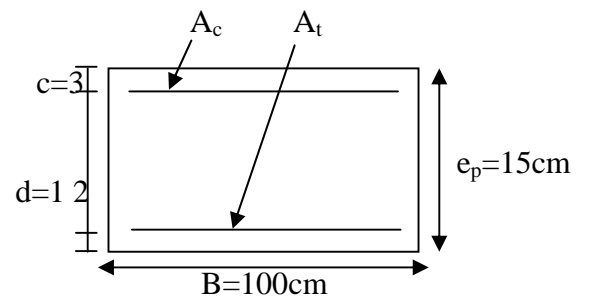
**Armatures principales :**

a) En travée  $\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{22.35 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.110 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$

$\mu = 0.110 \rightarrow \beta = 0.942$

$A_t = \frac{M_t}{d \cdot \sigma_t} = \frac{22.35 \times 10^6}{0.942 \times 120 \times 348} = 5.68 \text{ cm}^2$

Soit 6HA12 = 6.78 cm<sup>2</sup>/ml  
Avec un espacement de 15cm



**b) Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.89 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.0385 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0385 \rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_a = \frac{7.89 \times 10^6}{0.981 \times 120 \times 348} = 1.92 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 25cm.

**. Armatures de répartition:**

$$\text{a) En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{b) En appui : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 25cm.

**III.4.5 : vérifications à effectuée :****III.4.5.1 Condition de non fragilité : Art.4.2.1 BAEL91**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

**-En travée :**  $A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **condition vérifiée.**

**-Aux appuis :**  $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **condition vérifiée.**

**III.4.5.2 Ecartement des barres: (Art A.8.2.42 /BAEL91)**

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

**-Armatures principales :**  $e \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 15 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**-Armatures de répartition:**  $e \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm.}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**III4.5. Vérification de l'effort tranchant :**

$$\text{Doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \min (0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas  $V_U^{\max}(x) = 28.38 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{28.07 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.233 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**. Vérification de la condition d'adhérence :** (Art .A.6.13 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 6 \times 12$$

$$\tau_{se} = \frac{28.07 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 6 \times 3.14 \times 12} = 1.15 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

**V.4.6 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- **Influence sur le béton :** On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9bd}{b} = \frac{0.4 \times 2500 \times 0.9 \times 12 \times 100}{1.5} = 720 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 28.07 \text{ KN} < 720 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :** On doit vérifier que :

$$Aa \geq \left[ \frac{1.15}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -7.89 \text{ KN.m}$$

$$Aa \geq \left[ \frac{1.15 \times 10}{400} \left( 28.07 - \frac{7.89 \times 10^2}{0.9 \times 12} \right) \right] = -1.29 \text{ cm}^2 < 0$$

$$Aa = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**. Ancrage des barres :**

Longueur de scellement droit (BAEL 91 / Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{f_e}{4 \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = 0.6 \sigma_s^2 \quad f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

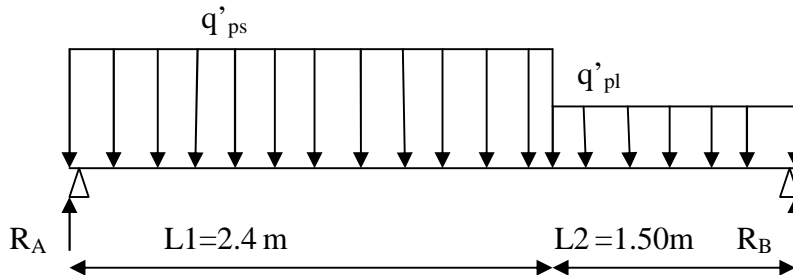
$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm. soit } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Vu que  $l_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4.L_s$  pour les aciers H.A ; **Donc :  $L_c = 18 \text{ cm}$**

**III.4.7 Calcul à l'ELS :****Combinaison de charges :**

$$q'_{ps} = G_{ps} + Q_{ps} = 8.326 + 2.5 = 10.826 \text{ KN/ml}$$

$$q'_{pl} = G_{pl} + Q_{pl} = 5.34 + 2.5 = 7.84 \text{ KN/ml}$$

**Figure III.4 : Schéma statique de calcul à l'ELS****. Réaction d'appuis**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 10.826 \times 2.4 + 7.84 \times 1.50$$

$$R_A + R_B = 37.74 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 3.90 R_B = 7.84 \times 1.50 \times 3.15 + 10.826 \times 2.4 \times 1.2 \Rightarrow R_B = 17.50 \text{ KN}$$

Ce qui donne  $R_A = 20.24 \text{ KN}$

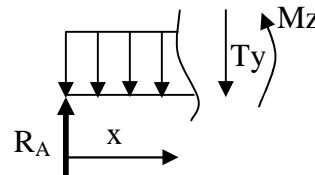
**. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants**

- Pour  $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q'_{ps} x$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 20.24 \text{ KN}$$

$$X = 2.4 \text{ m} \rightarrow T_y = 20.24 - 10.826 \times 2.4 = -5.74 \text{ KN}$$



$$M_Z = R_A x - q'_{ps} x^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 2.4 \text{ m} \rightarrow M_Z = 17.40 \text{ KNm}$$

- c) Pour  $2.4 \leq x \leq 3.95 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q'_{ps} \times 2.4 - q'_{pl} (x - 2.4)$$

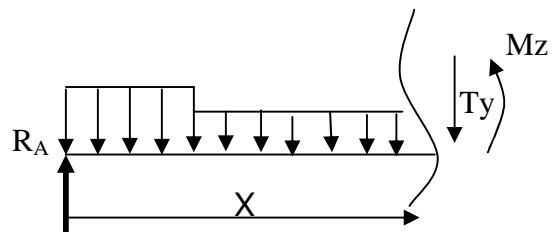
$$X = 2.4 \rightarrow T_y = -5.74 \text{ KN}$$

$$X = 3.90 \rightarrow T_y = -17.50 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q'_{ps} \times 2.4) (x - 1.2) - q'_{pl} \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

$$X = 2.4 \rightarrow M_Z = 17.40 \text{ KNm}$$

$$X = 3.90 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KNm}$$

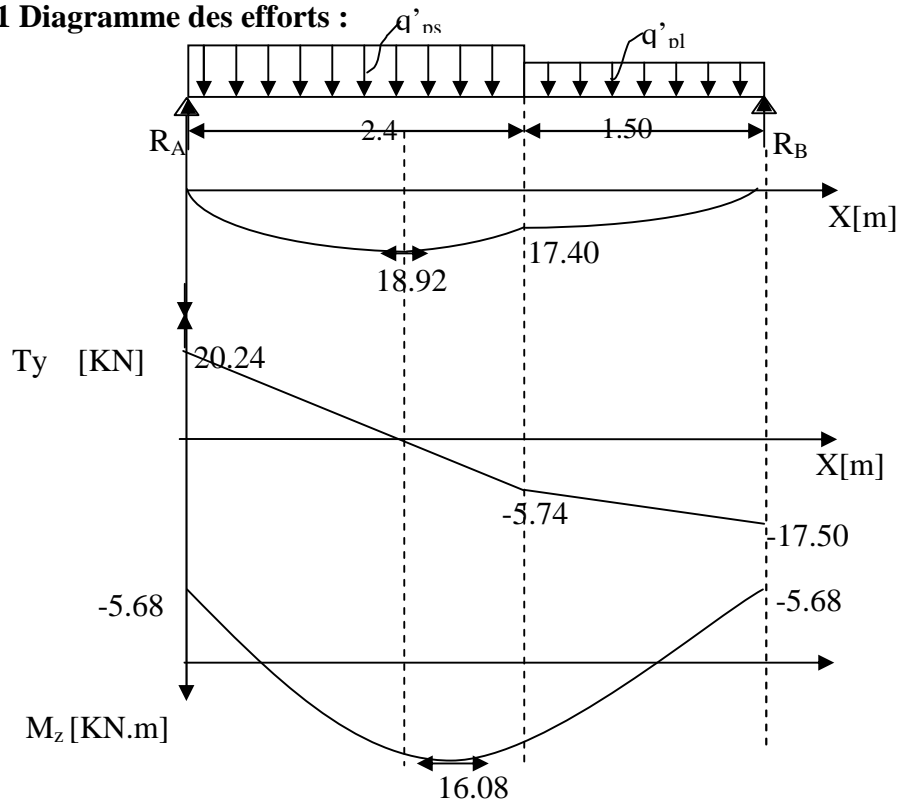


Le moment  $M_z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x=1.87\text{m}$  d'où  $M_z^{\max}=18.92\text{KNm}$   
 $M_0=M_z^{\max}=18.92\text{KNm}$

**Aux appuis :**  $M_{sa}=-0.3 \times M_z^{\max}=-5.68\text{KNm}$

**En travée :**  $M_{st}=0.85 \times M_z^{\max}=16.08\text{KNm}$

### III.4.7.1 Diagramme des efforts :



**III.4.8 : Vérification à l'ELS:****Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

**Etat limite de compression dans le béton :**

on doit vérifiée que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ .

• **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169$$

$$\Rightarrow \rho_1 = 0.933 \Rightarrow \rho_1 = 3(1 - \rho_1) = 0.201 \quad K = \frac{\rho_1}{15(1 - \rho_1)} = 0.0167$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\rho_1 \times d \times A_a} = \frac{5.68 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 201} = 252.40 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0167 \times 252.40 = 4.21 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 12} = 0.567$$

$$\Rightarrow \rho_1 = 0.888 \Rightarrow \rho_1 = 3(1 - \rho_1) = 0.336 \quad K = \frac{\rho_1}{15(1 - \rho_1)} = 0.033$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\rho_1 \times d \times A_t} = \frac{16.08 \times 10^6}{0.888 \times 120 \times 678} = 222.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.033 \times 222.56 = 7.34 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**III.4.8.1 Etat limite de déformation :** [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/ \frac{h}{l} \leq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{390} = 0.0384 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{390} = 0.0384 \quad \frac{16.08}{10(18.92)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 12} = 0.0056 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

la 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

a) Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :  $q_s = \max(q'_{ps} ; q'_{pl}) = \max(10.826; 7.84) = 10.826 \text{ KN/mL}$

E : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 6.78 \times 12) = 12470.40 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 6.78) = 1601.7 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12470.40}{1601.70} = 7.78 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 15 - 7.78 = 7.22 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

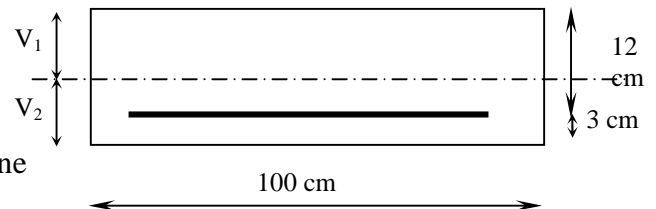
$$I = \frac{100}{3} \times (7.78)^3 + (7.22)^3 + 15 \times 6.78 \times (7.22 - 3)^2$$

$$I = 30050.89 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.826 \times 10^3 \times (3.90)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 30050.89 \times 10^{-8}} = 0.77 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0.78 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**



## Poutre palière

### I. Introduction :

Les palières intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2.7m

### II. pré dimensionnement :

- **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h_t \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18\text{cm} \leq h_t \leq 27\text{cm}.$$

On opte pour  $h_t = 25\text{cm}$

- **La largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 10\text{cm} \leq b \leq 17.5\text{cm} . \quad \text{Selon le RPA 2003, } b \geq 20\text{cm et } \frac{h}{b} \leq 4$$

Donc la poutre aura pour dimension  $b \times h = 20 \times 25\text{cm}^2$

### III. Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre :  $G_p = 0.25 \times 0.20 \times 25 = 1.25\text{KN/ml}$

La poutre palière supporte la moitié du mur :

Poids du mur :  $G_{\text{mur}} = p_{\text{mur}} \times h_0 / 2$

tel que  $h_0$  : hauteur libre d'étage.

$G_{\text{mur}} = 2.36 \times 3.00 / 2 = 3.54\text{KN/ml}$ .

$G = G_{\text{mur}} + G_p = (3.54 + 1.25) = 4.79\text{ KN/ml}$ .

L'effort tranchant à l'appui B :

ELU :  $T_u = 24.35\text{KN}$

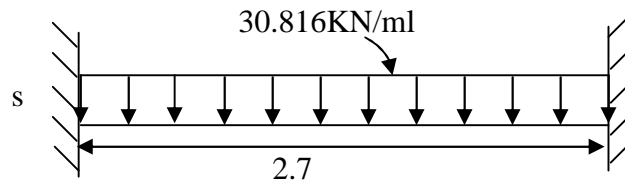
ELS :  $T_s = 17.50\text{KN}$

### IV. Calcul à L'ELU :

#### IV.1. Calcul du moment et de l'effort tranchant :

le calcul se fera pour 1ml de longueur.

$$Q_u = 1.35G + \frac{T_u}{L} = 1.35 \times 4.79 + \frac{24.35}{1\text{ ml}} = 30.816\text{KN/ml}.$$



**Figure III.1 : Schéma statique de la poutre palière**

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{30.816 \times 2.7^2}{8} = 28.08\text{KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u^{\text{max}} = \frac{q_u L}{2} = \frac{30.816 \times 2.7}{2} = 41.60\text{KN}.$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte  $M_0$  par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

$$M_a = (-0.3) M_0 = -9.42\text{KN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = 22.46\text{KN.m}$$

## IV.2. Diagramme de M et T :

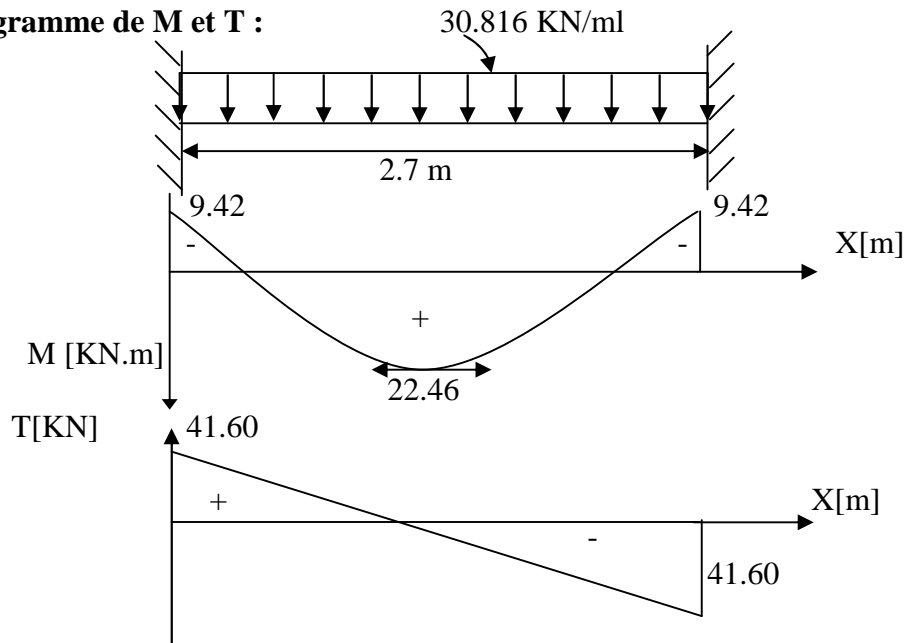


Diagramme des efforts internes

## IV.3. Ferrailage :

- En travée :

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.46 \times 10^6}{200 \times (220)^2 \times 14.2} = 0.16$$

$$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0.16 \Rightarrow \rho = 0.912$$

$$A_t = \frac{M_t}{d_{st}} = \frac{22.46 \times 10^3}{0.912 \times 22 \times 348} = 3.21 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$ .

- Aux appuis :

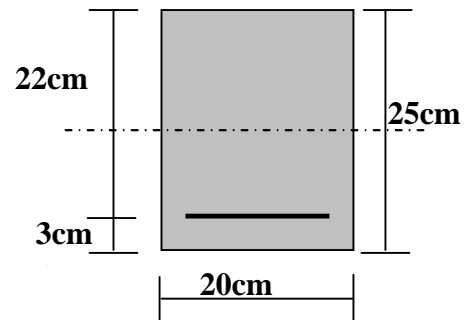
$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.42 \times 10^6}{200 \times (220)^2 \times 14.2} = 0.07$$

$$u_b = 0.07 < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.07 \Rightarrow \rho = 0.964$$

$$A_a = \frac{M_a}{d_{st}} = \frac{9.42 \times 10^3}{0.964 \times 22 \times 348} = 1.27 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$



## V. Vérifications :

## V.1. Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.53 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 1.51 > 0.53 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

**V.2. Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{b}; 5 \text{MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{MPa}, 5 \text{MPa} \} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{41.60 \times 10^3}{200 \times 220} = 0.945 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**V.3. Vérification de l'adhérence aux appuis :**

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \tau_{se} = \sigma_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n\pi = 3.14(3 \times 12) = 113.04 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{41.60 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 113.04} = 1.85 \text{MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

**V.4. Ancrage des barres aux appuis :**

$$L_s = \frac{f_e}{4 \sigma_s}, \text{ avec } \sigma_s = 0.6 \cdot f_{t28} = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{mm} = 42.328 \text{cm.} \Rightarrow \text{Soit } L_s = 45 \text{cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est  $0.4L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{cm}$

Soit un crochet de 18cm.

**V.5. les armatures transversales :**

$$\tau_t = \frac{12}{3} = 4 \text{mm} \quad \text{On prend } \tau_t = 8 \text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

**a) Vérification du diamètre des armatures transversales :**

$$\tau_t \leq \min \left( \tau_t \frac{b}{10}, \frac{h}{35} \right) = \min(12, 20, 7.14) \text{mm}$$

$$\tau_t = 8 \text{mm} < 7.14 \text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b) Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12, 30 \right) = \min \left( \frac{25}{4}, 12, 30 \right) = 6.25 \text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 6 \text{cm}$$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 12.5 \text{cm, Soit : } S_t = 12 \text{cm.}$$

**VI. Etat limite de service L'ELS :****VI.1. Calcul des moments et de l'effort tranchant**

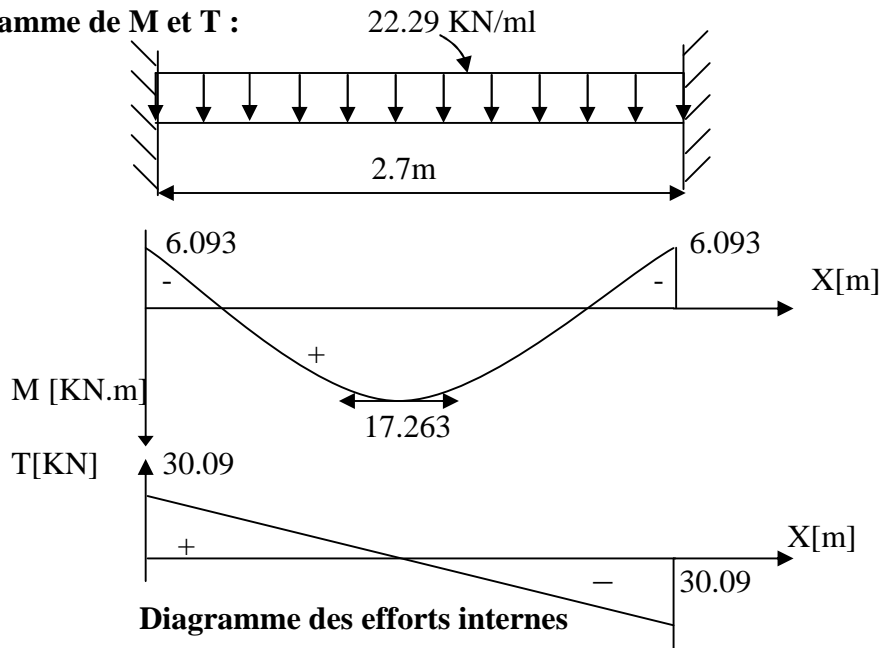
$$Q_s = G + \frac{T_s}{L} = 4.79 + \frac{17.50}{1 \text{ ml}} = 22.29 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{os} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{22.29 \times (2.7)^2}{8} = 20.31 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{22.29 \times 2.7}{2} = 30.09 \text{ KN}$$

Tenant compte du semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_{os} = -6.093 \text{ KN.m} \quad M_{St} = (0.85) \times M_{os} = 17.263 \text{ KN.m}$$

**VI.2. Diagramme de M et T :****IV.3. Vérification des contraintes:****IV.3.1. Etat limite de compression dans le béton :**

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

➤ **Aux appuis :**

$$i = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 1.51}{20 \times 22} = 0.343 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 39.95 \\ i_1 = 0.909 \end{cases}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{i_1 \times d \times A_a} = \frac{6.093 \times 10^6}{0.909 \times 220 \times 1.51 \times 10^2} = 201.775 \text{ MPa} < \sigma_s^{\text{adm}} = \frac{f_e}{s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.025 \times 201.775 = 5.044 \leq \sigma_{bc}^{\text{adm}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$i_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 22} = 0.770 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 24.68 \\ i_1 = 0.874 \end{cases}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{i_1 \times d \times A_t} = \frac{17.263 \times 10^3}{0.874 \times 22 \times 3.39} = 264.83 \text{ MPa} < \sigma_s = \frac{f_e}{s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.046 \times 264.83 = 12.18 \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

•

#### IV.3.2. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{270} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{25}{270} = 0.092 > \frac{17.263}{10(20.31)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{20 \times 22} = 0.0077 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

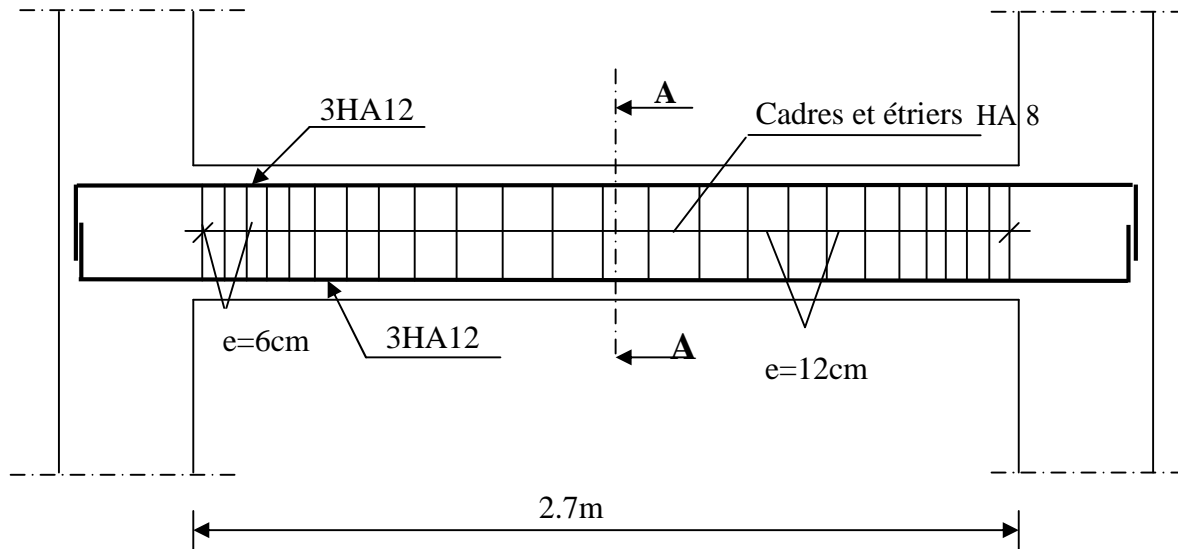


Figure III.2 : Plan de ferrailage de la poutre palière.

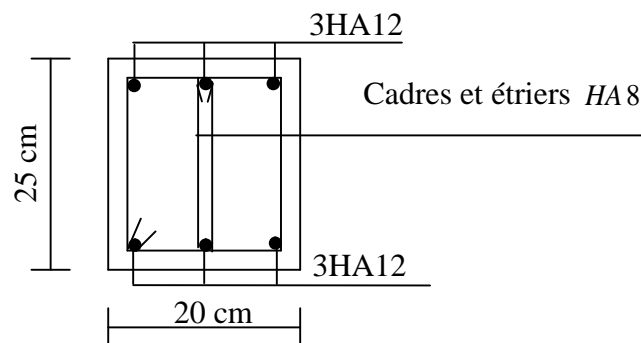
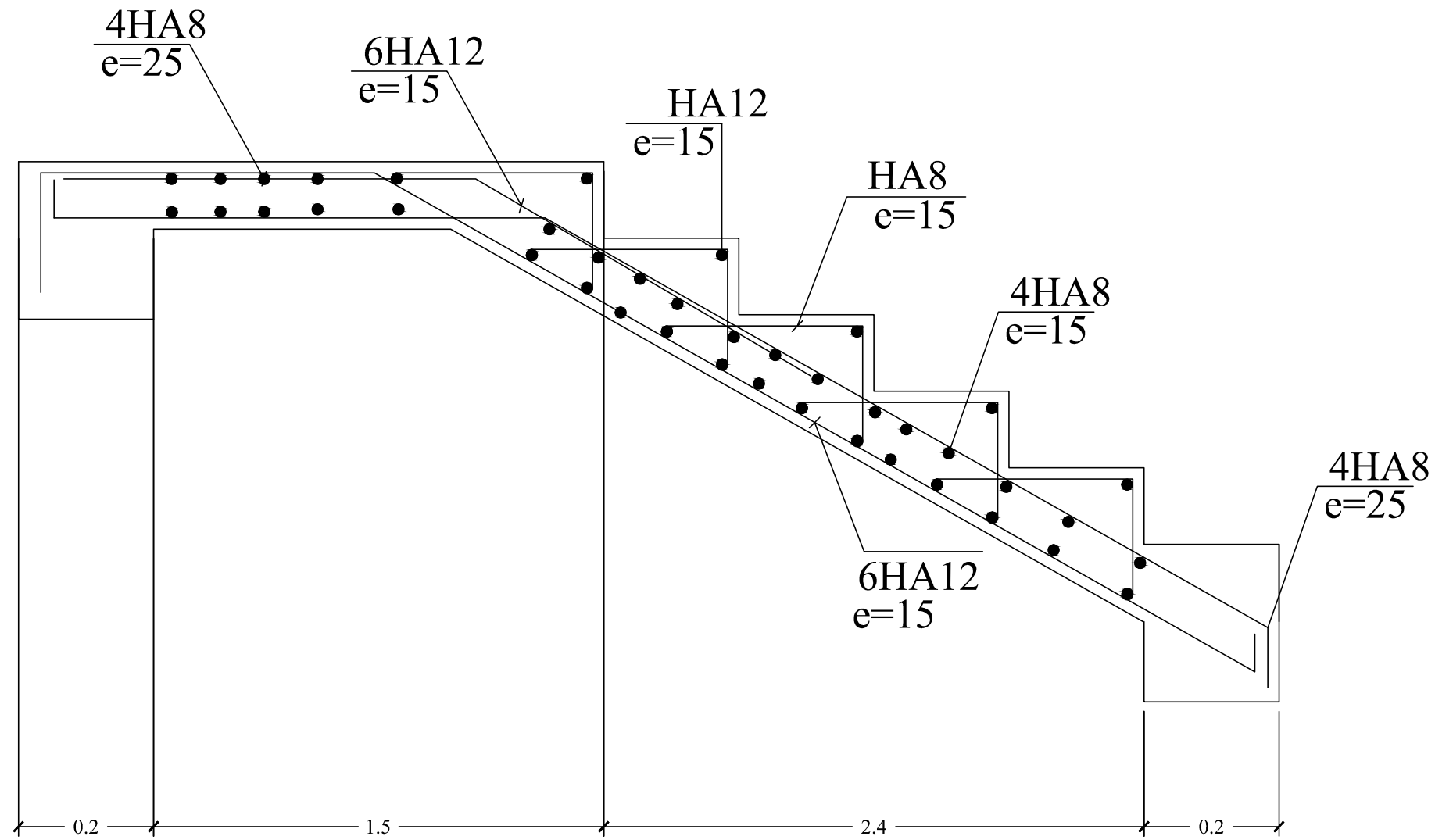


Fig. III.3 : Coupe A-A

PLAN DE FERRAILLAGE DES ESCALIERS



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

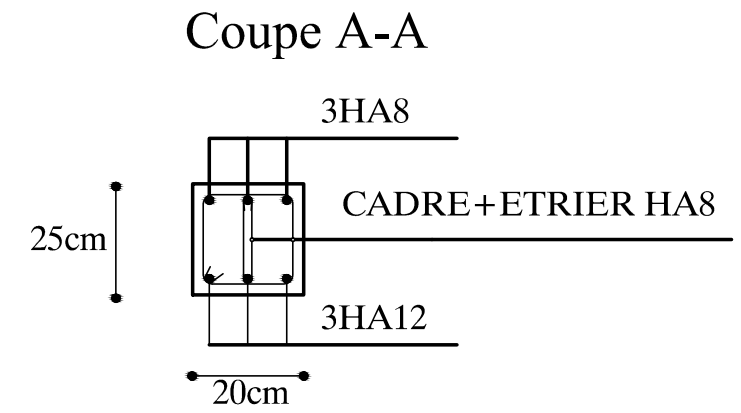
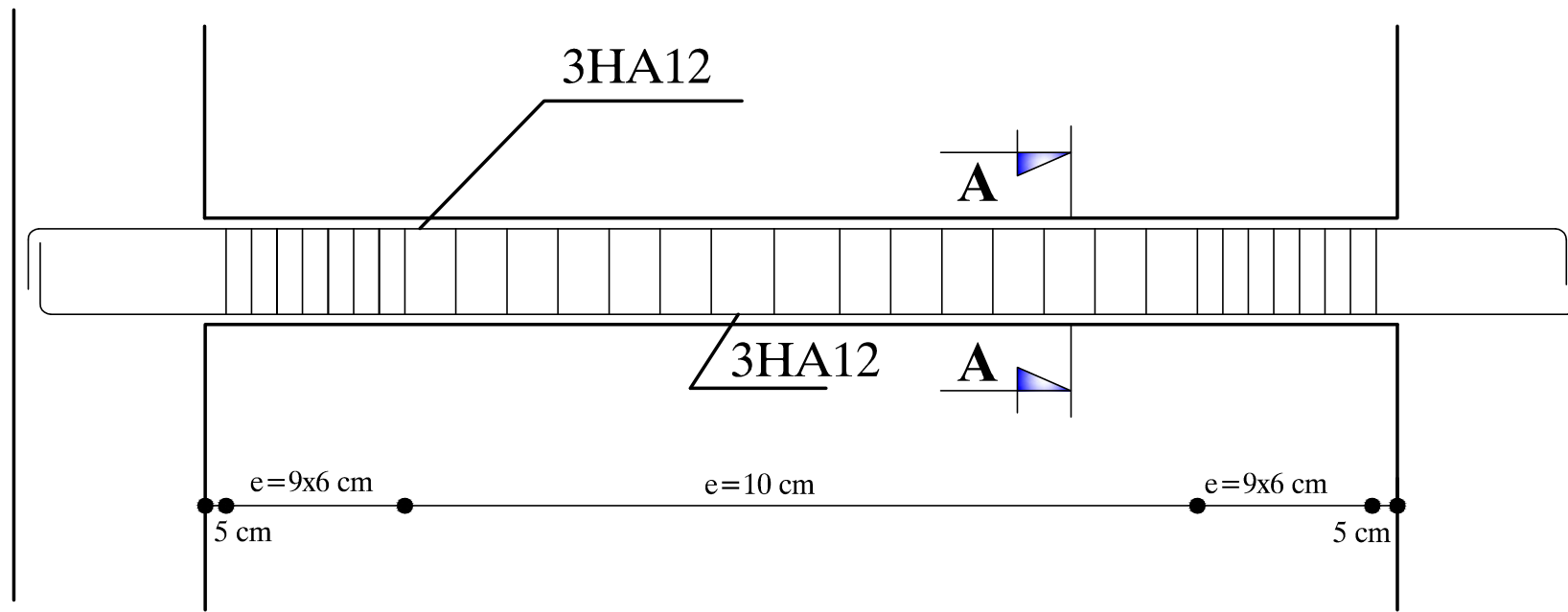
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

PLAN DE FERRAILLAGE DES ESCALIERS

Dessiné par :	Mlle. MEKSEM Tinhinane Mr. MAHMOUDI Abbas	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. kheloui.	Echelle :

## PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE



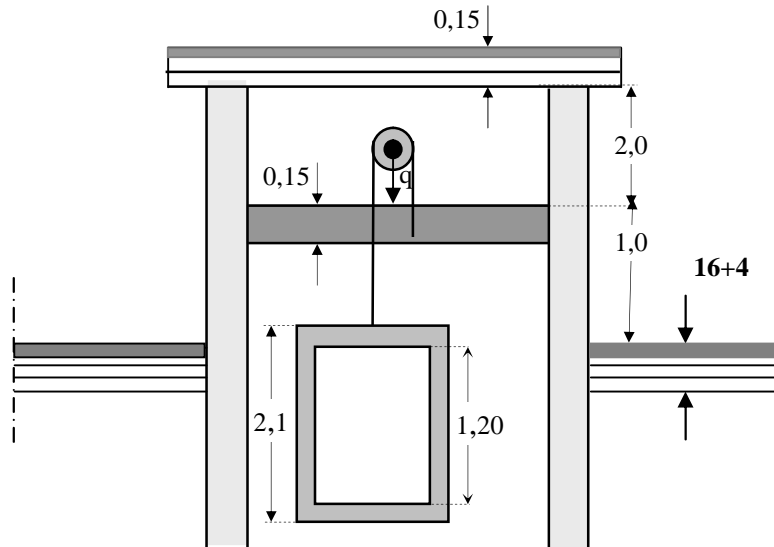
Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

Dessiné par :	Mlle. MEKSEM Tinhinane Mr. MAHMOUDI Abbas	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. kheloui.	Echelle :

**III.5. Calcul de la dalle pleine de la salle de machine :****a) Introduction :**

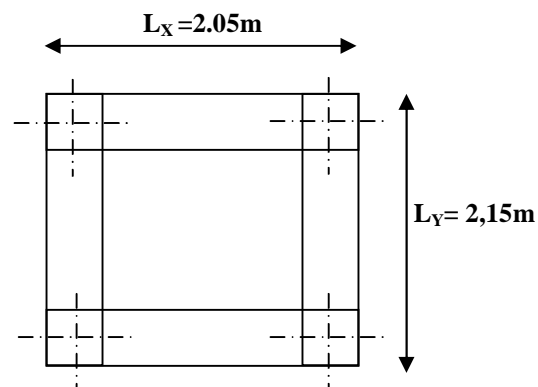
Notre immeuble est constitué d'une cages d'ascenseurs de caractéristiques identiques (donc il suffit d'étudier une seule), de vitesse d'entraînement  $V= (1\text{m/s})$ , la surface de la cabine est de  $4,41\text{m}^2 (2,05 \times 2,15)$  pouvant chargé 8 personnes de  $6,3\text{KN}$ , la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.

**b) Dimensionnement :**

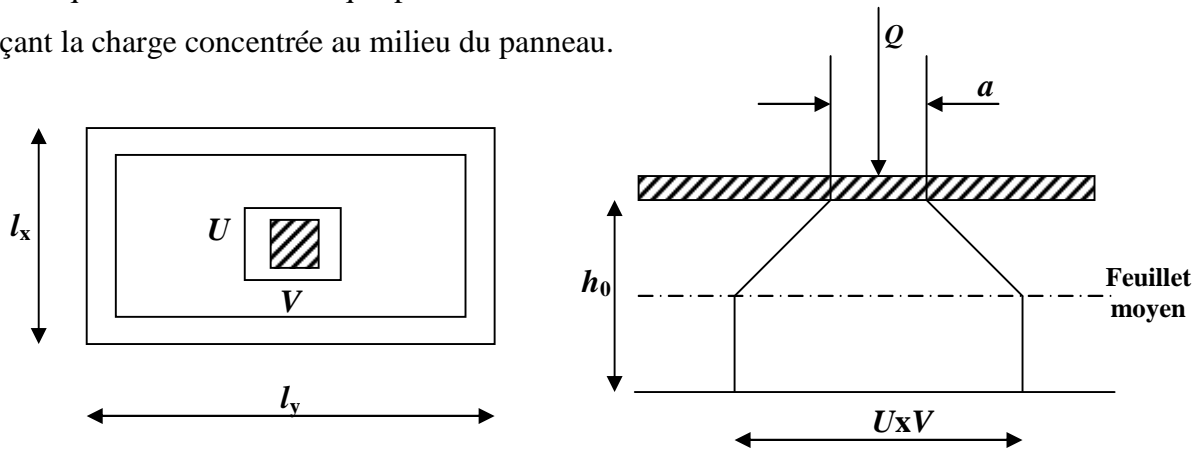
$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{205}{30} = 6,83 \text{ cm}$$

$h_t$  doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

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



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



$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2,05}{2,15} = 0,95 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a :  $U = a + e.K + h_0$

$$V = b + e.K + h_0$$

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

$h_0$  = hauteur de la dalle ( $h_0 = 15\text{ cm}$ )

$K$  : Revêtement aussi solide que le béton ( $K = 2$ ).

$a = b = 80\text{ cm}$  (côté de rectangle dans laquelle  $q$  est concentrée).

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

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

c) Les moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  du système de levage :

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)q$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1)q$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

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

PIGEAUD.

Après l'interpolation :

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = 0,95 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{205} = 0,51 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{105}{215} = 0,48 \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,100 \text{ et } M_2 = 0,080$$

A l'ELU :  $M_{x1} = q M_1$

$M_{y1} = q M_2$

Avec :

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9000 + 1,5 \times 0 = 12150 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{x1} = 12,15 \times 0,100 = 1,21 \text{ t.m} = 12,1 \text{ KN/m}$$

$$M_{y1} = 12,15 \times 0,080 = 0,97 \text{ t.m} = 9,7 \text{ KN/m}$$

**d) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine  $M_{x2}; M_{y2}$  :**

$$\rho = 0,95 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,95 \Rightarrow \mu_x = 0,0410$$

$$\mu_y = 0,888$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

Poids de la dalle :  $G = (25 \times 0,15 \times + 22 \times 0,05) \times 1 \text{ ml} = \mathbf{4,85 \text{ KN/ml}}$ .

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

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,047 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0410 \times 8,047 \times (2,05)^2 = 1,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,888 \times 1,38 = 1,23 \text{ KN.m}$$

**e) Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,48 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,93 \text{ KN.m}$$

**Ferrailage :**

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

➤ **Sens X-X :**• **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 13,48 = 4,04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,04 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0197 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,04 \cdot 10^3}{0,990 \times 12 \times 348} = 0,97 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> Avec : St = 25 cm

**En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 13,48 = 11,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{11,46 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,056 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_t = \frac{11,46 \cdot 10^3}{0,971 \times 12 \times 348} = 2,83 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup> Avec : St = 25 cm

**Sens y y :****Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 10,93 = 3,28 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,28 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,016 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,992.$$

$$A_a = \frac{M_a}{B d f_e / \gamma_s} = \frac{3,28 \times 10^3}{0,992 \times 12 \times 348} = 0,79 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec St = 25cm.

**En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 10,93 = 9,30 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,30 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,046 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,976.$$

$$A_t = \frac{M_t}{B d f_e / s} = \frac{9,30 \times 10^3}{0,976 \times 12 \times 348} = 2,28 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup> avec St = 25cm.

### f. Vérification à l'ELU :

#### 1-Condition de non fragilité :

##### . Armatures principales

$$A_x = \frac{b h \rho}{2 \left( 3 - \frac{l_x}{l_y} \right)}$$

$$A_y = \rho b \times h$$

$A_x, A_y$  : Taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y »

: Taux d'armatures (acier HA FeE400 :  $\rho = 0,0008$ )

$l_x, l_y$  : Dimension de la dalle avec  $l_x, l_y$

- Aux appuis :

$$A_x = \frac{b h \rho}{2 \left( 3 - \frac{l_x}{l_y} \right)} = \frac{100 \times 15 \times 0,0008}{2 \left( 3 - \frac{3,1}{3,75} \right)} = 1,304 \text{ cm}^2.$$

$$A_x \geq 1,304 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$A_y \geq \rho b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho b \times h \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 2- Diamètre minimal des barres : (Art A.7.21 /BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} = h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

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

#### 3- Ecartement des barres : (Art A.5.2, 42 /BAEL91 modifié 99)

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures  $A_x$  parallèles à  $l_x$  :**

$$S_t < \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$\min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \quad \text{Avec: } h=15 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm en appuis et } S_t = 25 \text{ cm en travée.}$$

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

- **Armatures  $A_y$  parallèles à  $l_y$  :**

$$\min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \quad \text{Avec: } h=15 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm en appuis et } S_t = 25 \text{ cm en travée}$$

$$S_t < \min(4h; 45 \text{ cm}) \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### 4-Condition de non poinçonnement: (Art A.5.2, 42 BAEL91 modifié 99)

$P < 0,045 \frac{\mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$  (aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée). Avec  $\mu_c$  : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$P = 9t \quad 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 47,75 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

#### 4-Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = Vu = \frac{P}{2a + b} = \frac{9}{2 \times 0,8 + 0,8} = 3,75 \text{ t.}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = Vu = \frac{P}{3 \times b} = \frac{9}{3 \times 0,8} = 3,75 \text{ t. On doit vérifier que}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau} ; \text{ La fissuration est peu nuisible donc}$$

$$\tau_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{3750}{1 \times 0,12} = 0,3125 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### Vérification de l'E.L.S :

##### \* Les moments à l'E.L.S :

- **Moment engendré par le système de levage :**

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0,100 + 0,2 \times 0,080) \times 90 = 10,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,080 + 0,2 \times 0,100) \times 90 = 9 \text{ KN.m}$$

- **Moment engendré par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.10}{1.30} = 0.95$$

$$\vartheta = 0.2$$

$$\rho = 0,95 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0433 \\ \mu_y = 0,923 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0433 \times 5,85 \times (2,05)^2 = 1,064 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,05 \text{ KN.m.}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,44 + 1,064 = 11,504 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9 + 0,05 = 9,05 \text{ KN.m.}$$

- **Ferraillage :**

#### Remarque:

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appuis par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles

#### - Sens x-x :

##### Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 11,504 = 3,45 \text{ KN.m}$$

##### En travée :

$$M_t = 0,85 \times 11,504 = 9,778 \text{ KN.m}$$

#### - Sens y-y :

##### Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 9,05 = 2,715 \text{ KN.m}$$

##### En travée :

$$M_t = 0,85 \times 9,05 = 7,692 \text{ KN.m}$$

**\* Contrainte de compression dans le béton :****Sens x-x :****Aux appuis :**  $Ma = 3,45 \text{ KN.m}$  .

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,169 \quad \Rightarrow \quad k = 0.0167 \text{ et } \beta = 0.933.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\rho_1 d Aa} = \frac{3,45 \times 10^6}{0,933 \times 120 \times 2,01 \times 10^2} = 153,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,0167 \times 153,30 = 2,560 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

**En travée :**  $Mt = 9,778 \text{ N.m}$ .

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,260 \quad k = 0.0213 \text{ et } \beta = 0.919.$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\rho_1 d At} = \frac{9,778 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 10^2} = 282,373 \text{ MPa}$$

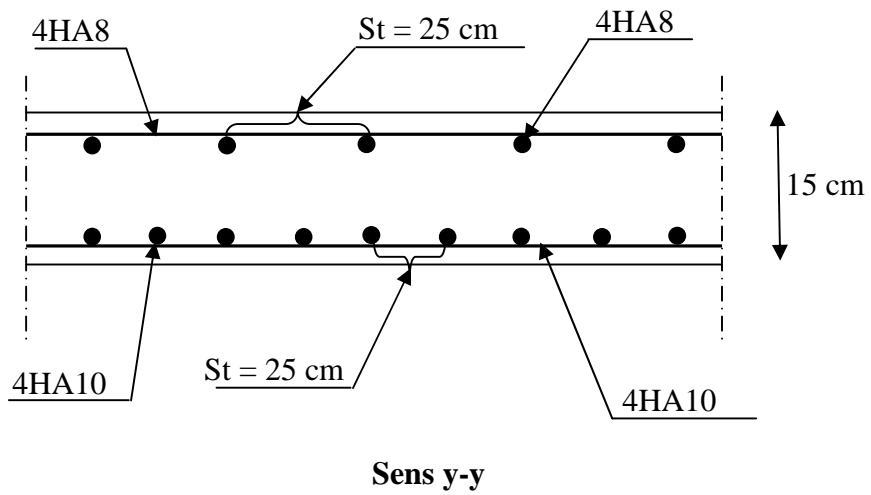
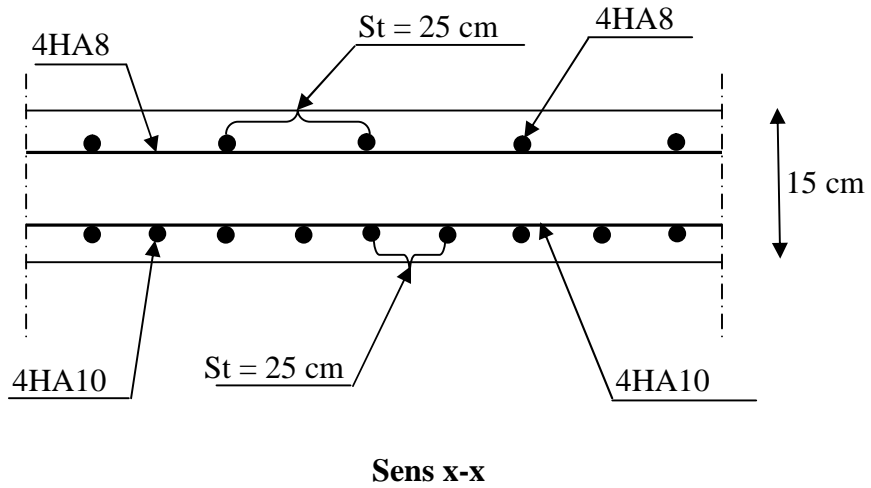
$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.0213 \times 282.373 = 6.014 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

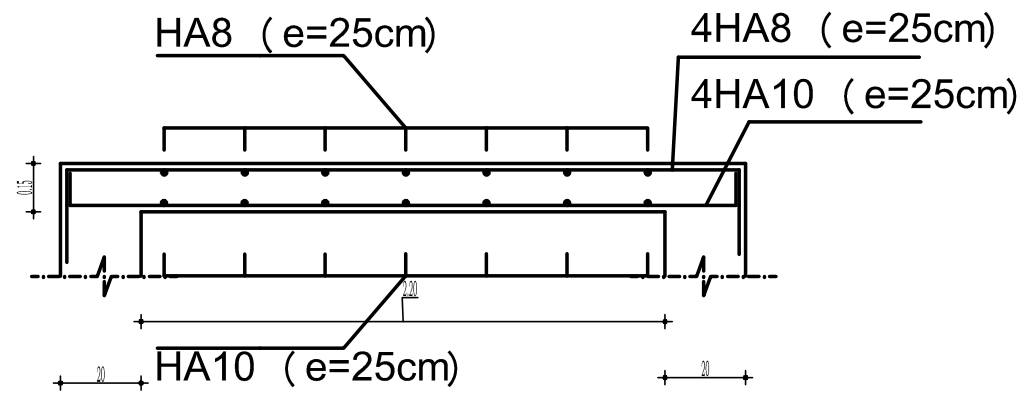
**\* Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

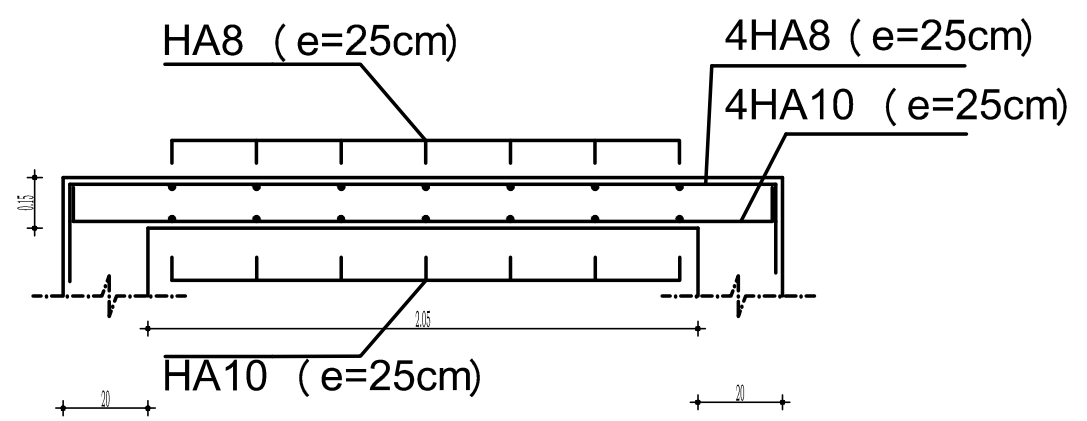
**h) Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine :**



PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR



sens y-y



sens x-x

Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR

Dessiné par :	Mlle. MEKSEM Tinhinane Mr. MAHMOUDI Abbas	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. kheloui.	Echelle :

### III.6. Etude de la poutre de chaînage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids du mur (double cloison) et celui de plancher.

#### a- Pré dimensionnement

- la hauteur :  $\frac{L}{15}$   $h = \frac{L}{10}$
- la largeur :  $0,4h$   $b = 0,7h$

Avec L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sans considéré

$$L = 440 - 30 = 410 \text{ cm}$$

$$\frac{410}{15} = 27,33 \quad h = \frac{410}{10} = 41 \quad \text{On adopte une hauteur } \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

$$0,4 \times 25 \quad b = 0,7 \times 25$$

$$10 \quad b = 17,5 \quad \text{On adopte une largeur } \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$$

#### b- Evaluation des charges et surcharges

Les charges permanentes poids propre de la poutre :  $0,20 \times 0,25 \times 25 = 1,25$

Poids du mur (double cloison) :  $(3,06 - 0,25) \times 2,94 = 8,26$

Poids de plancher :  $5,45 \times \frac{0,65}{2} = 1,77$

$$\mathbf{G = 10,62 \text{ KN/m}}$$

Charges d'exploitations :

$$Q = 3,5 \times \frac{0,65}{2} = 1,14$$

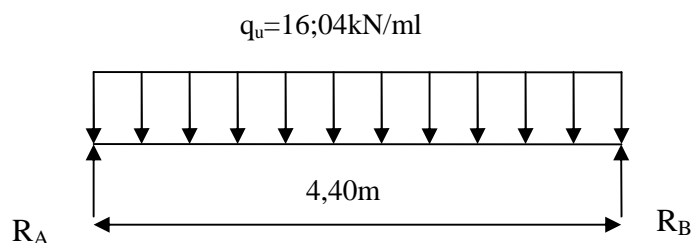
#### c-Combinaison des charges :

à l'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10,62 + 1,5 \times 1,14 = 16,04$

à l'ELS :  $q_s = G + Q = 10,62 + 1,14 = 11,76$

#### III.6.1. étude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appui



**Fig. III.1** : Schéma de chargement

**a- calcul des moments**

Afin de tenir compte des semi- encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients :

➤ **en travée**

$$M_t = 0,75 \frac{16,04 \times 4,40^2}{8} = 29,11 \text{ KN.m}$$

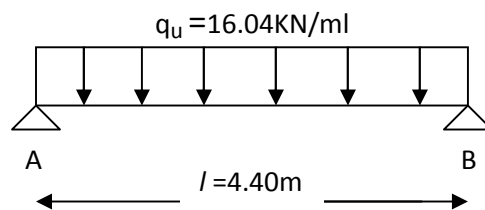
➤ **Aux appuis**

$$M_A = M_B = 0,5 M_0 = 0,5 \frac{16,04 \times 4,40^2}{8} = 19,40 \text{ KN.m}$$

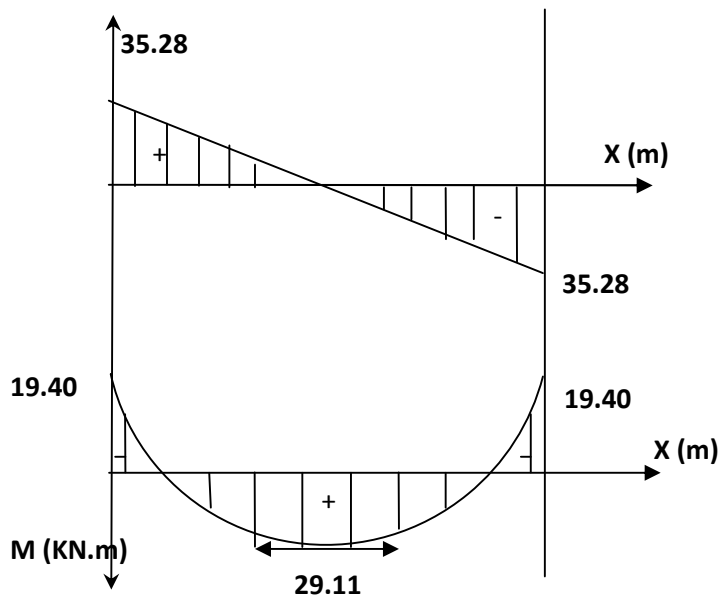
Avec  $M_0$  : moment isostatique

**b- Réactions d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{16,04 \times 4,40}{2} = 35,28 \text{ KN}$$

❖ **Diagramme des efforts internes à l'ELU :**

T (KN)



**III.6.2. Calcul des armatures :**➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29.11 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0.108$$

$$\mu = 0,108 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow$$

A partir des abaques, on a la valeur de  $\beta = 0,943$ 

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{29.11 \times 10^3}{0,943 \times 28 \times 348} = 3.16 \text{ cm}^2$$

**Soit :  $A_{st}=3\text{HA}12=3,39\text{cm}^2$** **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.40 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,069$$

$$\mu = 0,069 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19.40 \times 10^3}{0,965 \times 28 \times 348} = 2.06 \text{ cm}^2$$

**Soit :  $A_{st}=3\text{HA}12=3,39\text{cm}^2$** ✓ **Armatures transversales par BAEL91**

Le diamètre des armatures transversales ne doit pas dépasser l'une des valeurs suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min(12,57; 12; 20) = 10 \text{ mm}$$

**On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$** On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier,  
 **$A_t=4\text{HA}8=2,01\text{cm}^2$** ✓ **Espacement**

D'après le RPA99 ; l'espacement est donné par :

$$\checkmark \text{ Dans la zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi; 30 \text{ cm} \right\} = \min(11; 14,4; 30)$$

**Soit  $S_t=10\text{cm}$** 

$$\checkmark \text{ En dehors de la zone nodale : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15$$

**Soit :  $S_t=15\text{cm}$ .**

**III.6.3. Vérification à l'ELU :**

✓ **Condition de non fragilité [B.A.E.L91/Art A-4-2-1] :**

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis**

$$A_{min} = 0,84 \text{ cm}^2 \leq A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section est vérifiée}$$

**En travées**

$$A_{min} = 0,84 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section est vérifiée}$$

**Influence de l'effort tranchant sur les appuis**

On a :  $V_u = 35.28 \text{ kN}$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \alpha \times b_0 \text{ Avec } \alpha = 0,9 \times d$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,28 \times 0,25 \times 10^3 = 420 \text{ kN}$$

$V_u \ll \bar{V}_u \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**III.6.3. Vérifications à l'ELS**

On a:  $q_s = 11,76 \text{ kN/ml}$

$$V_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11,76 \times 4,40}{2} = 25.87 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11,76 \times 4,40^2}{8} = 28.45 \text{ kN.ml}$$

En tenant compte des semi encastremets :

**En travée** .....  $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 28.45 = 24,18 \text{ kN.m}$

**Aux appuis** .....  $M_a = -0,5 M_0 = -0,5 \times 28.45 = -14,22 \text{ kN.m}$

✓ **Etat limite de déformation**

D'après le [1], on doit vérifier les relations suivantes :

- $\frac{h}{l} = \frac{30}{440} = 0,0681 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$  condition vérifiée
- $\frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow$  condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = 0,0681 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,084 \Rightarrow$  condition vérifiée

Etant donné que toutes les conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

# **CHAPITRE IV**

## **Présentation du logiciel**

### IV-1) Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, 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.

### IV-2) Principes 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 MEF est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) inter connectés en des points appelés nœuds. Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud. La MEF utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

### IV-3) Description du logiciel 'ETABS' :

L'ETABS est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des structures d'ingénieries particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

#### Rappel : (terminologie)

**Grid line** : ligne de grille

**Joints** : noeuds

**Frame** : portique (cadre)

**Shell** : voile

**Restraints** : degrés de liberté(D.D.L)

**Loads** : charge

**Materials** : matériaux

**Concrete** : béton

**Uniformedloads** : point d'application de la charge

**Define** : définir

**Steel** : acier

**Frame section** : coffrage

**Column** : poteau

**Beam** : poutre



#### IV-4) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v 9.7.0

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône de l'ETABS

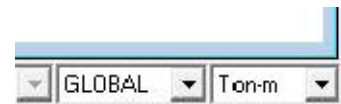
#### IV-5) Etapes de modélisation :

##### 1. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas de l'écran, on sélectionne « Ton-m » comme unités de base pour les forces et les déplacements :



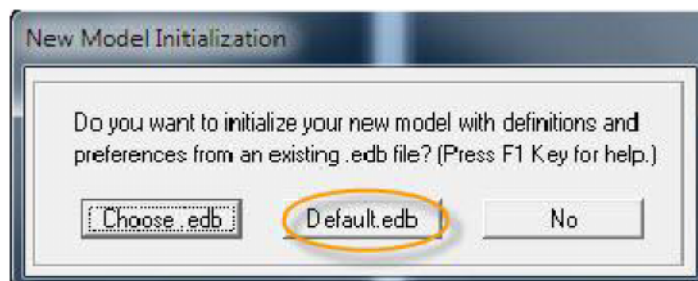
- **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne « File » puis « New model », cette option permet d'introduire :

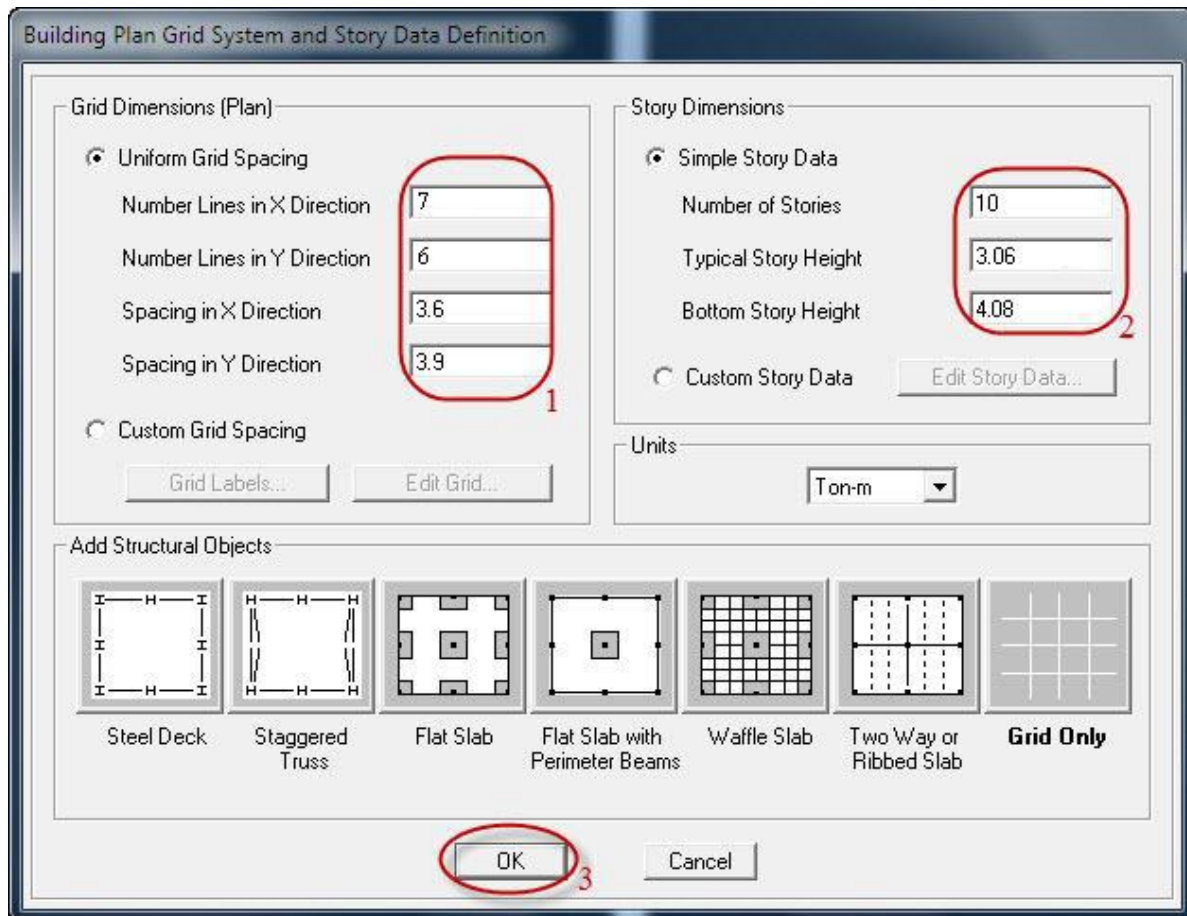
Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages.



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.

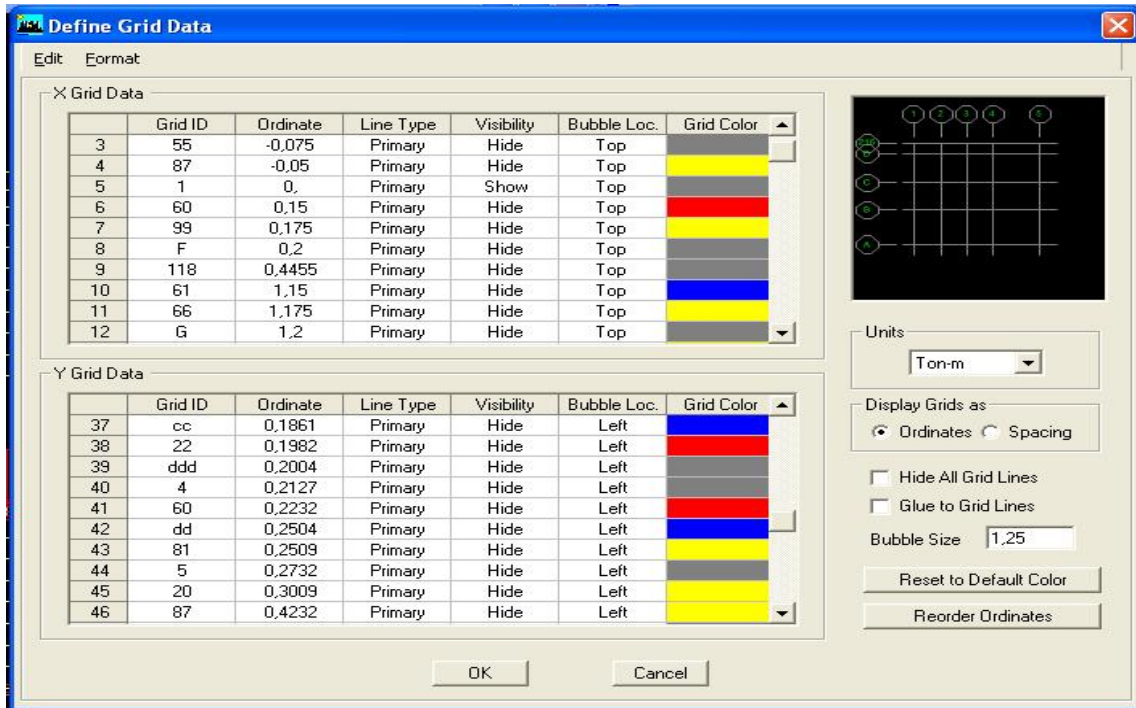


- **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris.

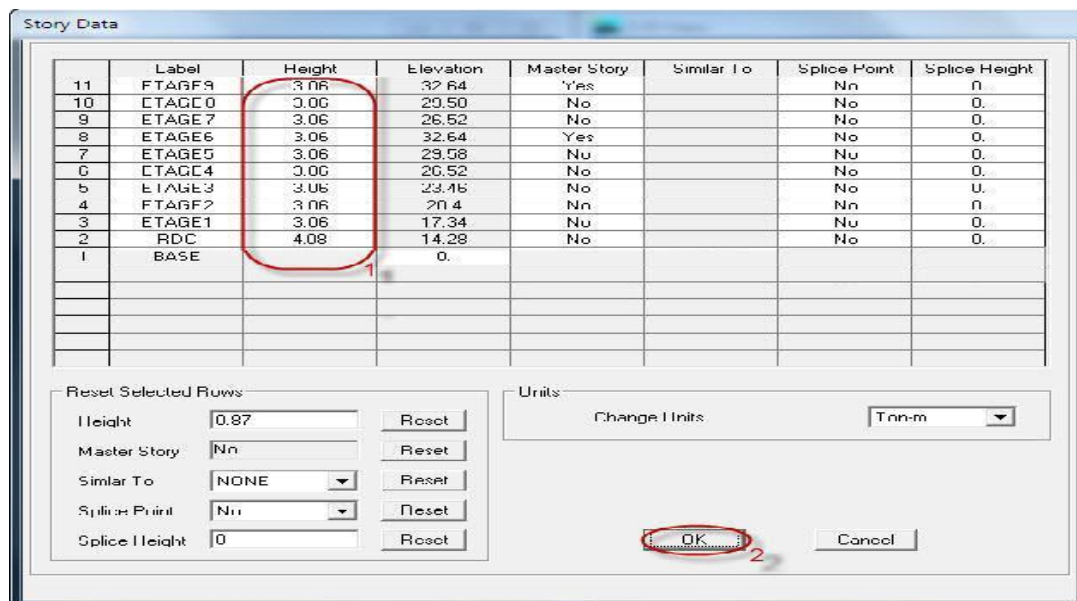
On introduit les distances cumulées puis on clique sur « ok »

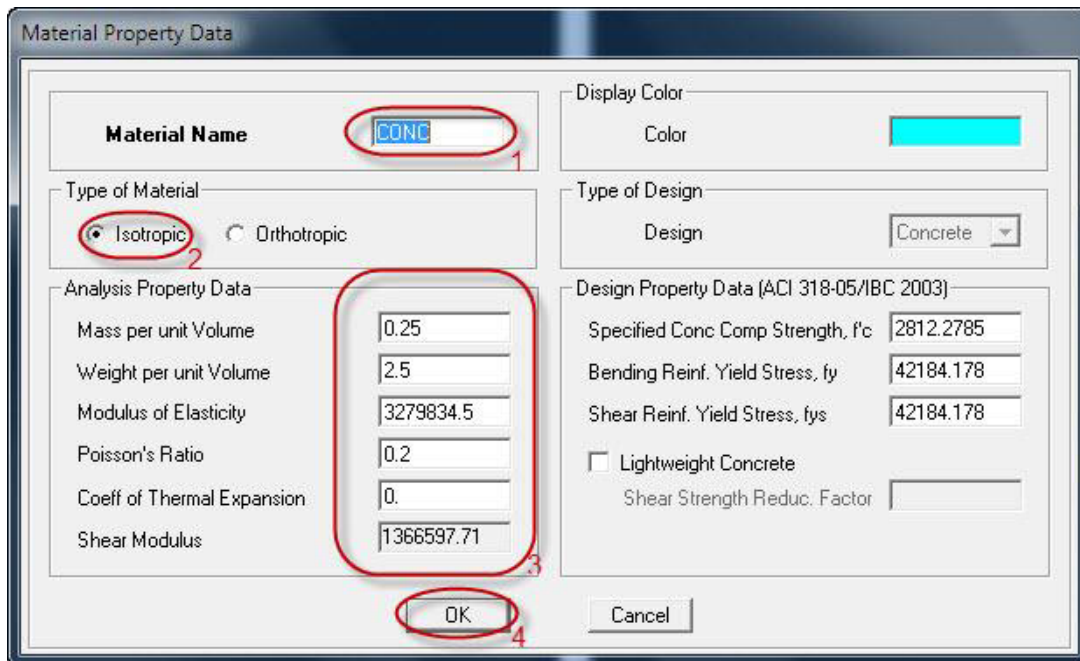


**2. Deuxième étape :**

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 proprietes » nous sélectionnons le matériau « CONC » et on clique sur « Modify » / « Show Material », et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



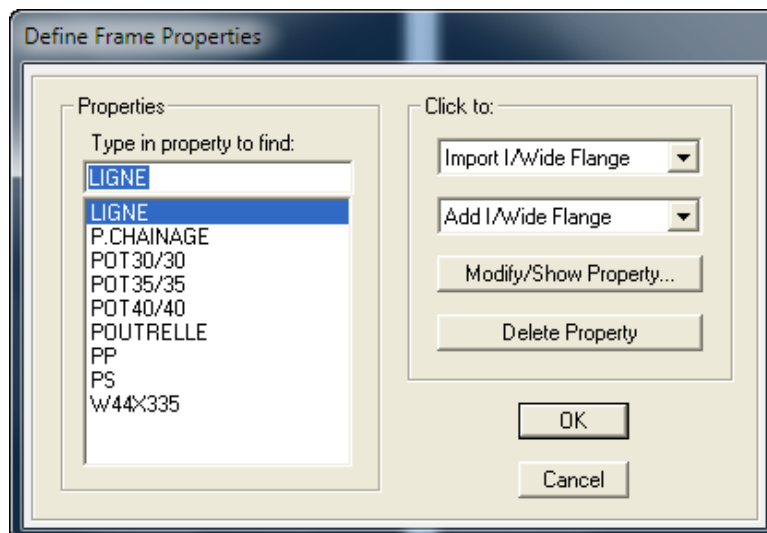


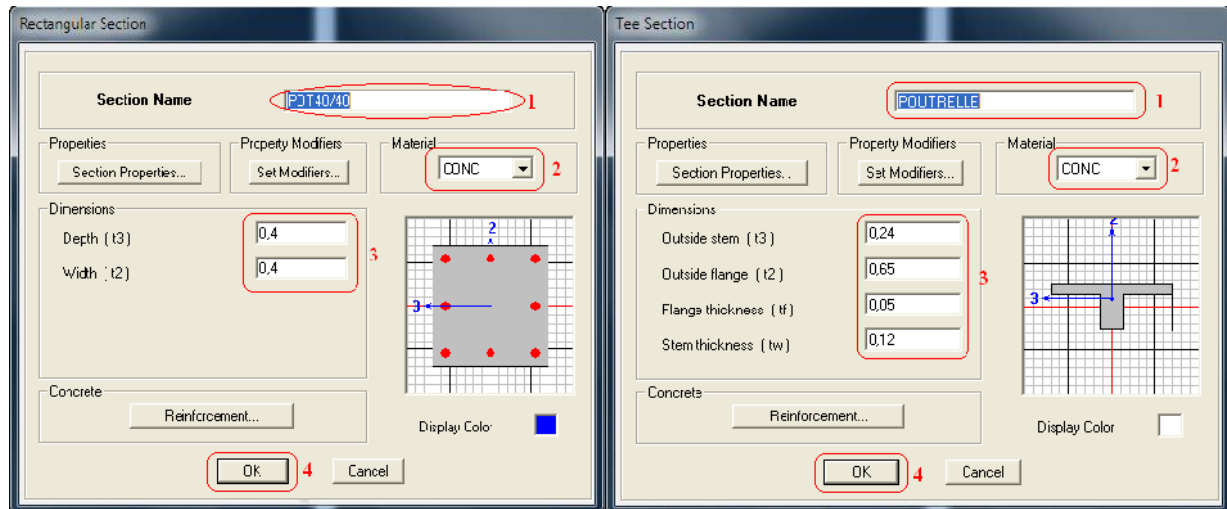
### 3. Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres 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, ou « **Add tée** » pour une section en « té » (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires pour les poteaux et les poutres et section en « Té » pour les poutrelles).






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'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS


- **Affectation des sections aux éléments des portiques :**


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'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.

On peut ajouter 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 clic suffira pour le tracer)

Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

Pour les planchers en ceps creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit la leur direction ensuite en clique sur le vide de la grille


**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 

### Voile :

On choisit le menu « **Define-Wall/slab/deck** » section cliquer sur « Add New Wall » pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile et son épaisseur.

Pour ajouter des voiles :

Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.


Pour affecter Shell Section au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  choisir la section correspondante dans la liste de « **Define Shell Sections** ».

### 4. Quatrième étape :

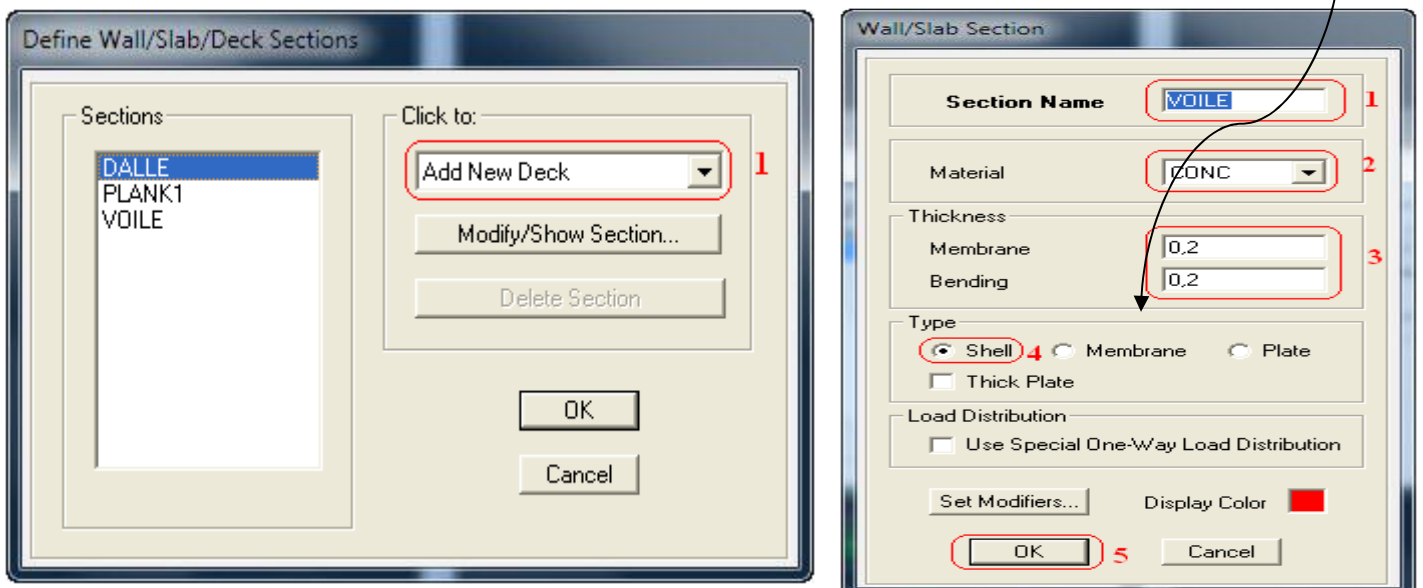
La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

- Appuis :

Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

On attribue des appuis (restraints) avec le menu « Assign » / « point », puis Restraints (support), ou en cliquant sur 

Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui



apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un noeud quelconque

Pour les autres noeuds :

Translation dans le sens de X (décoché)

Translation dans le sens de Y (décoché)

Rotation autour de Z (décoché)

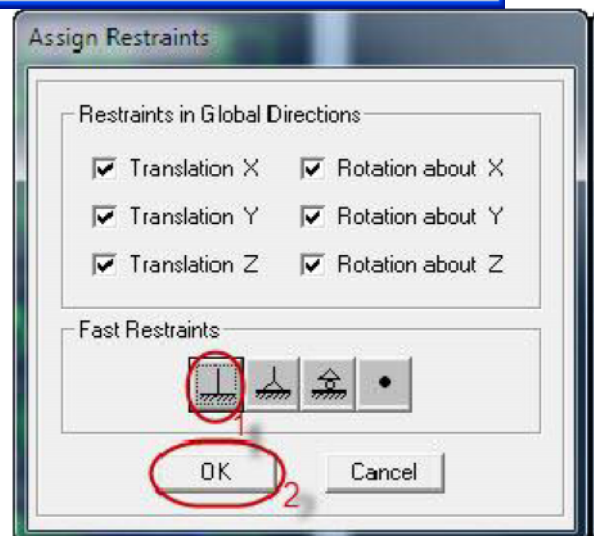
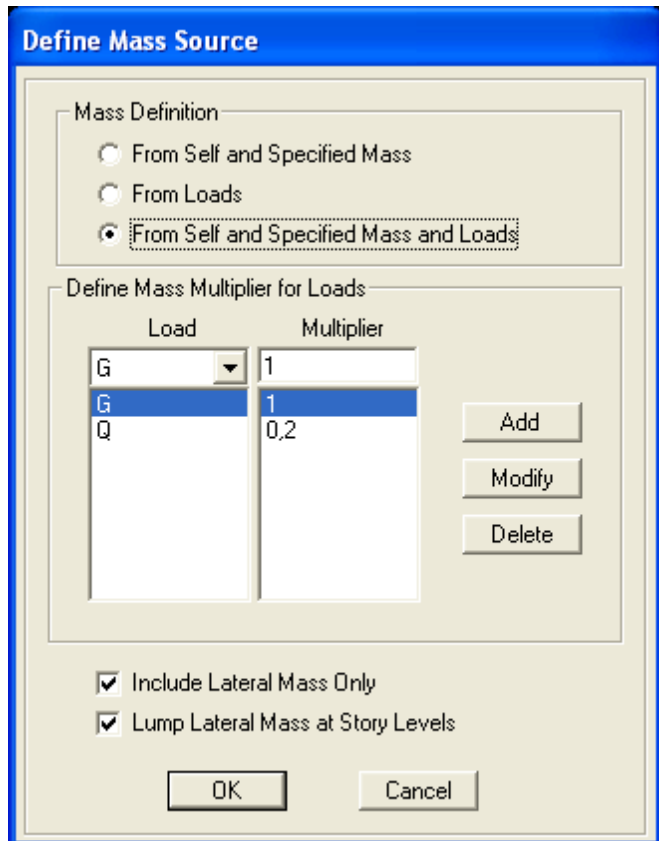
Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation dans le sens de Z pas de rotation autour de Y et X (cochés)

**Mass- Source (masse revenant à chaque plancher) :**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de « **Mass – Source** »

Pour créer ces masses on passe par « **Define Mass Source** », une fenêtre sera apparue

On donne la valeur **1** pour la charge permanente et on donne la valeur de  $\gamma$  suivant la nature de la structure. Pour notre cas :  $\gamma = 0.2$



**Remarque :**

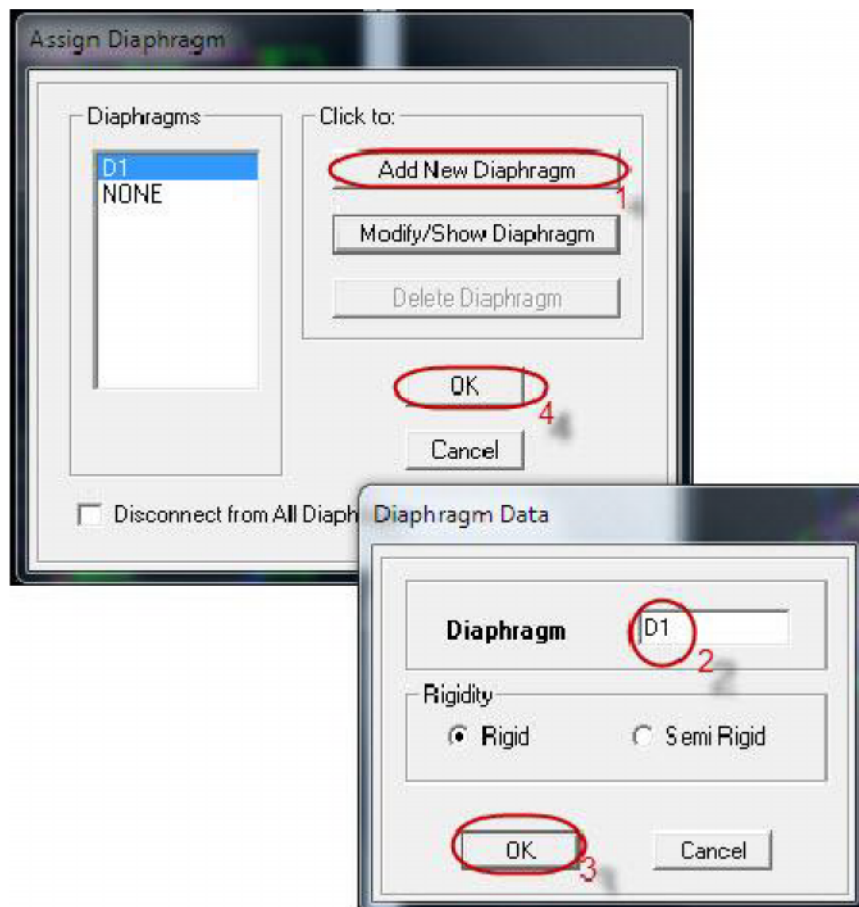
Le modèle va prendre en compte le poids propre, la masse et les charges permanentes et d'exploitation comme des charges linéaire réparties en cochant la case « **From Selfand Specified Mass and Loads** »

- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela : Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y

Dans le menu déroulant : « **Assign/point-rigid diaphragm** »

On choisit Add « **NEW Diaphragm** », On va l'appeler D1 : étage 1, OK



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur OK pour valider.

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers.

**Remarque :**

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le modèle. → Sélectionner la fenêtre 3D du modèle. En cliquant, dans celle-ci, sur l'icône Set éléments

Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

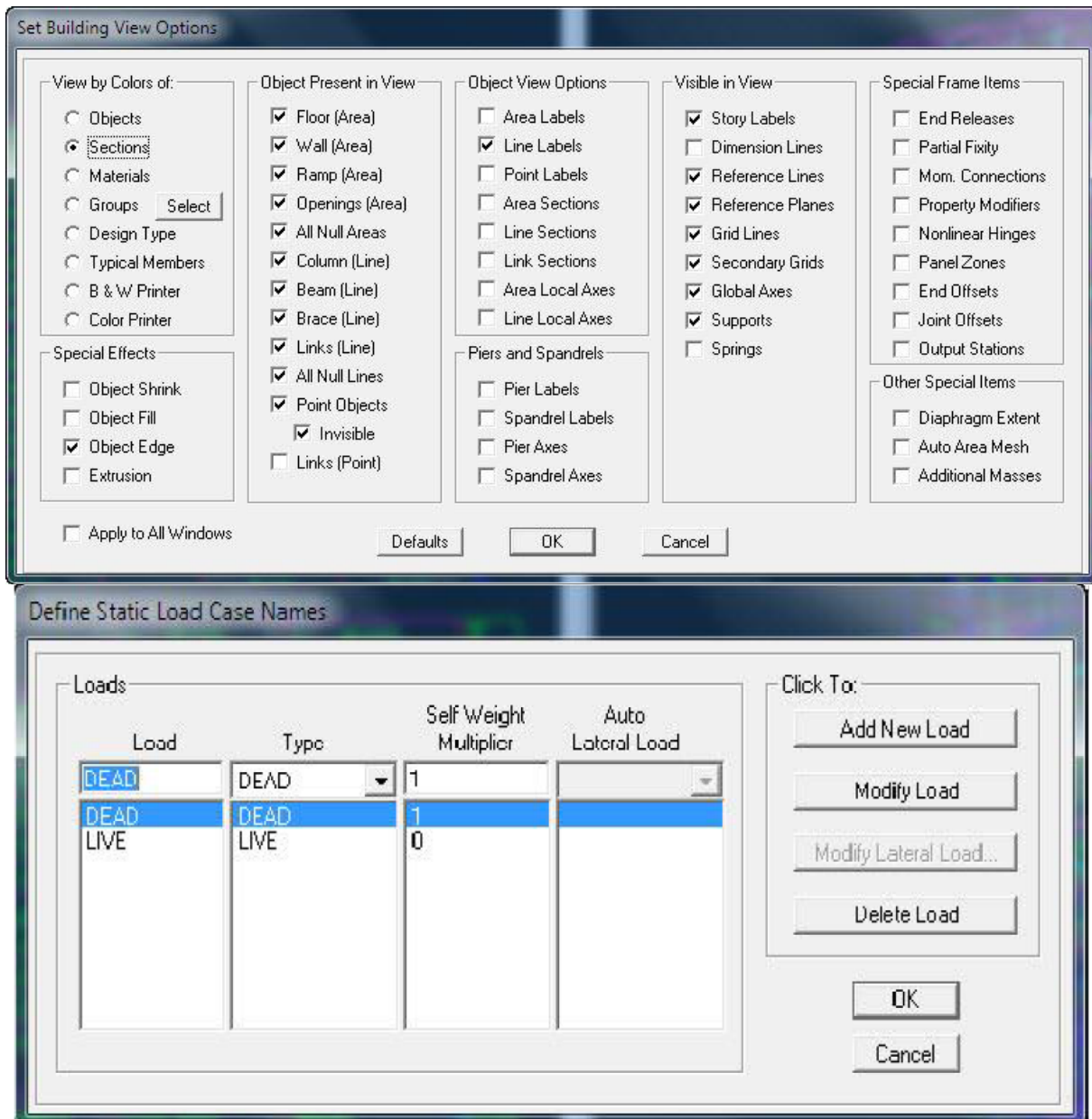
Nom des poutres et poteaux et numéros des nœuds (labels), Restreints : **d.d.I, Constraints** : Diaphragme, Masses, Axes locaux, Section des éléments, **Hide** pour faire cacher l'élément

**5. Cinquième étape :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charge statique (G et Q) :** pour les définir on clique sur : « **Define/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**



▪ **Chargement :**

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
- La valeur de la charge uniformément répartie

On charge seulement les poutrelles et les poutres secondaires, cette charge sera transmise aux poutres principales, ainsi de suite, aux poteaux et aux fondations.

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse	4,12	0,65
Plancher étage courant à usage habitation	3 ,54	0,975
Dalle pleine		3,5
Dalle pleine (terrasse)		1

**Tableau des charges et surcharges introduites dans le logiciel ETABS**

▪ **Charge sismique (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 maximale 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 : III (Zone a sismicité forte, voir Annexe 1 du RPA 2003)


Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA)

Coeff. Comportement : Mixte Portiques-Voiles avec interaction :  $R= 5$

Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre 1)

Facteur de qualité (Q): **Q=1.15**

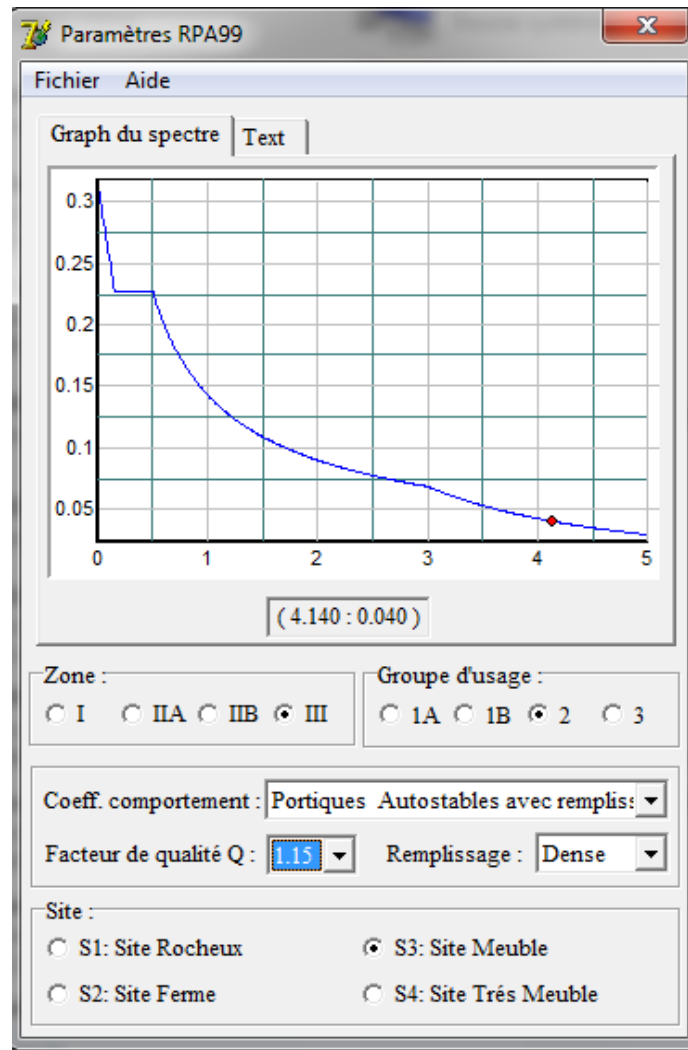
Coeff. D'amortissement : = 7 %

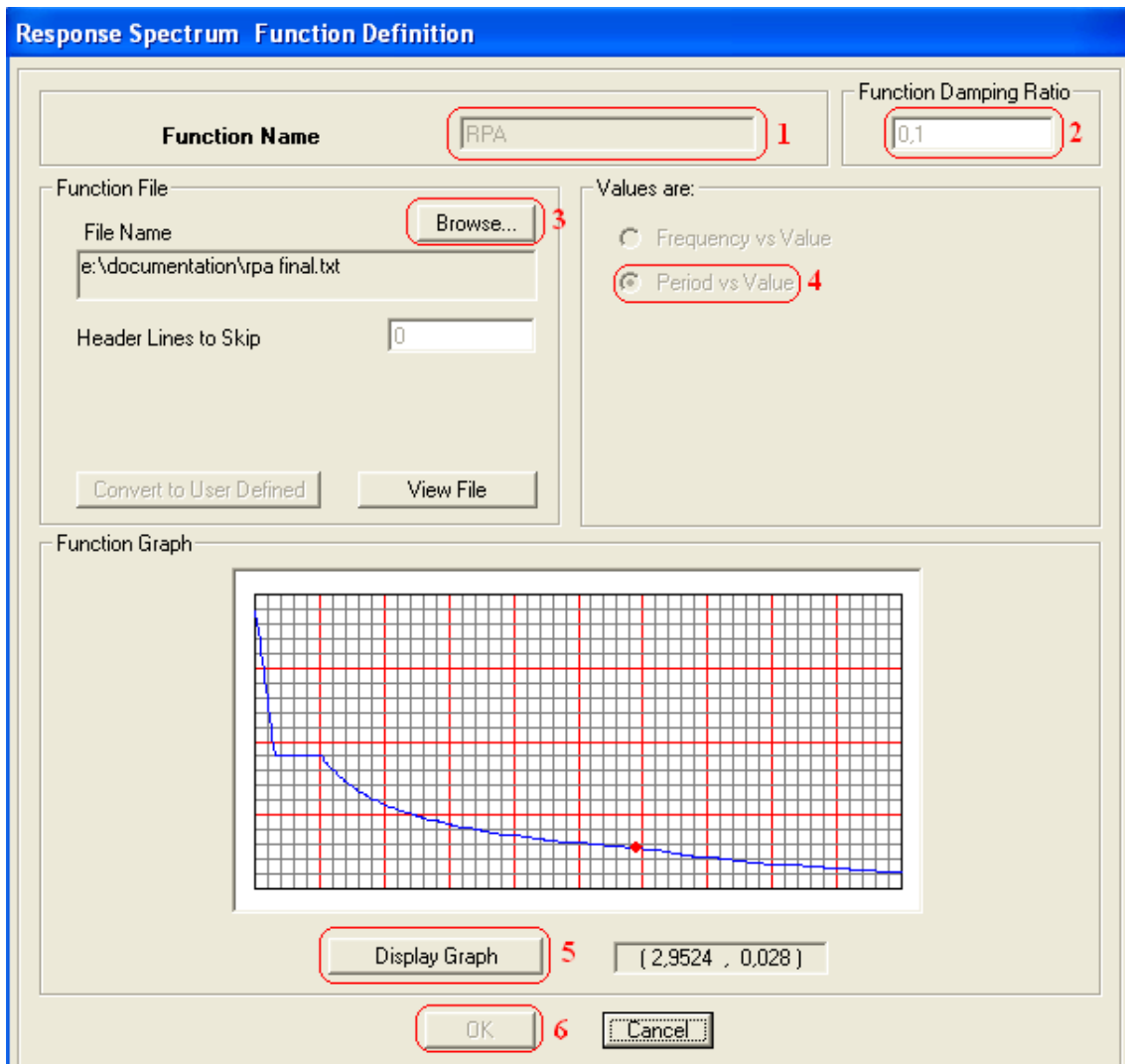
On démarre le logiciel en cliquant sur l'icône 

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define/Response Spectrum Functions / Spectrum from file  
**Function Name** (nom du spectre): **RPA.**

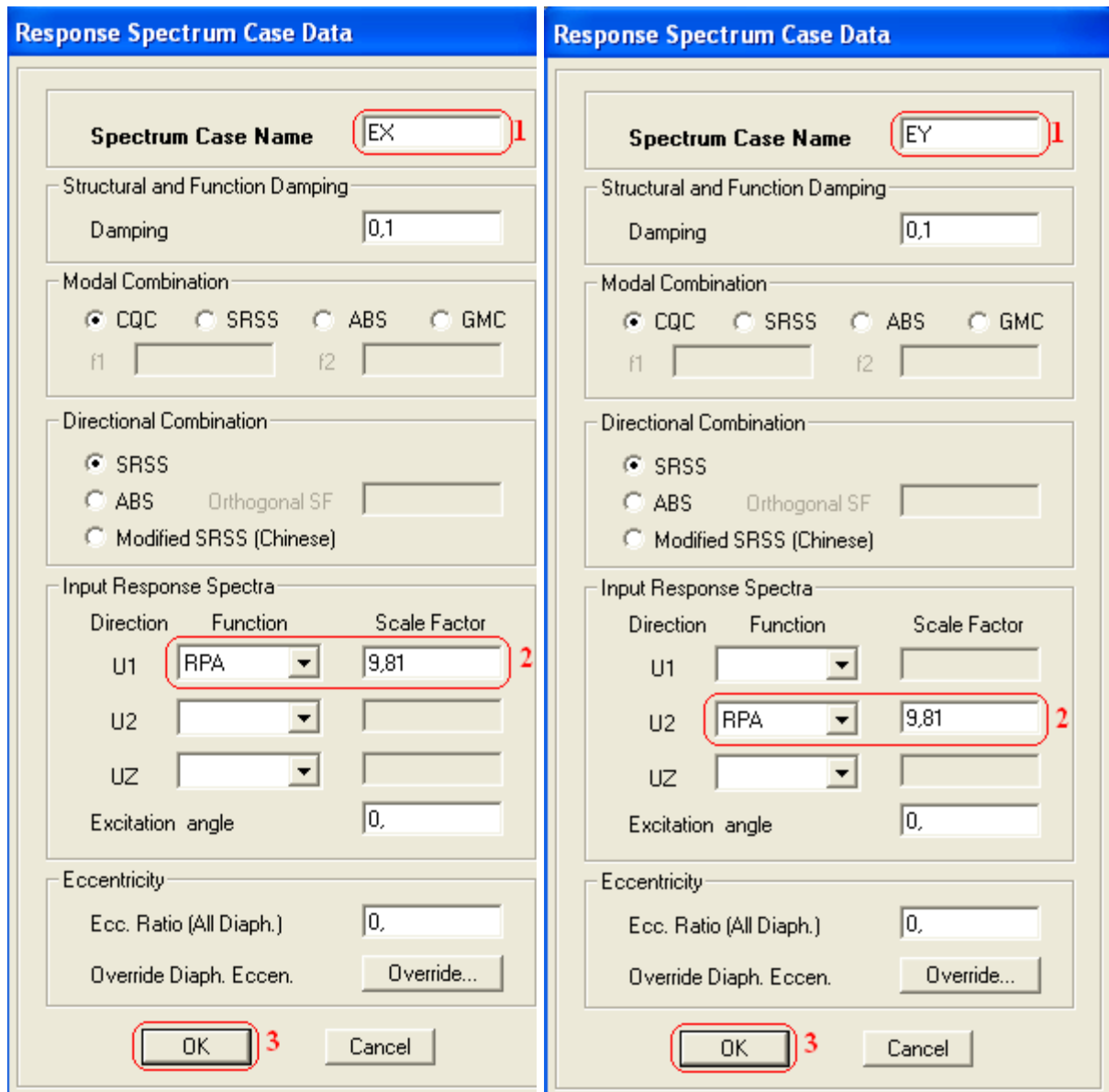




Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

### **Define /Reponses spectrum cases/Add New Spectrum**

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



## 6. Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

### Define/ Load combinassions

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q) :

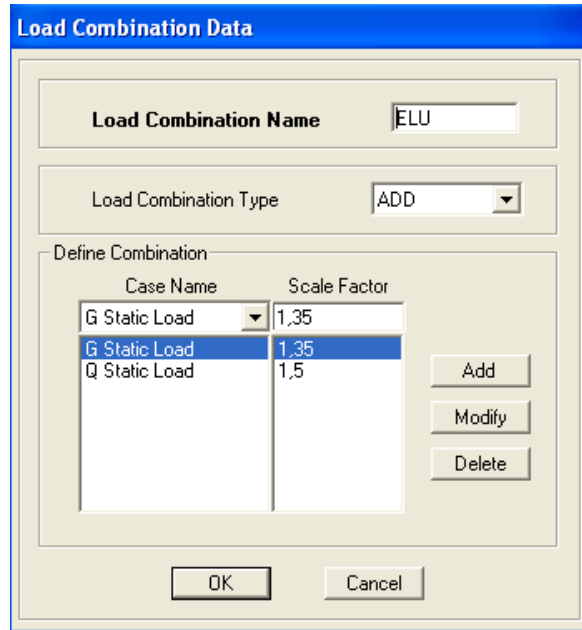
Choisir G dans la Case Name et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

Choisir Q dans la Case Name et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**

Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de «**Define Load combinations**»

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

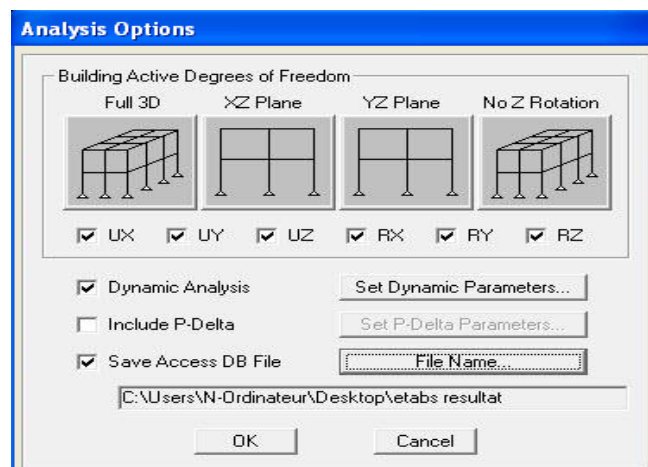
Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec « Modify »

**Combinaisons aux états limites :**ELU :  $1.35G+1.5Q$ ELS :  $G+Q$ **Combinaisons accidentelles du RPA :**GQE :  $G+Q\pm E$ 08GE :  $0.8G\pm E$ **7. Septième étape :**

La septième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il y a lieu de spécifier le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

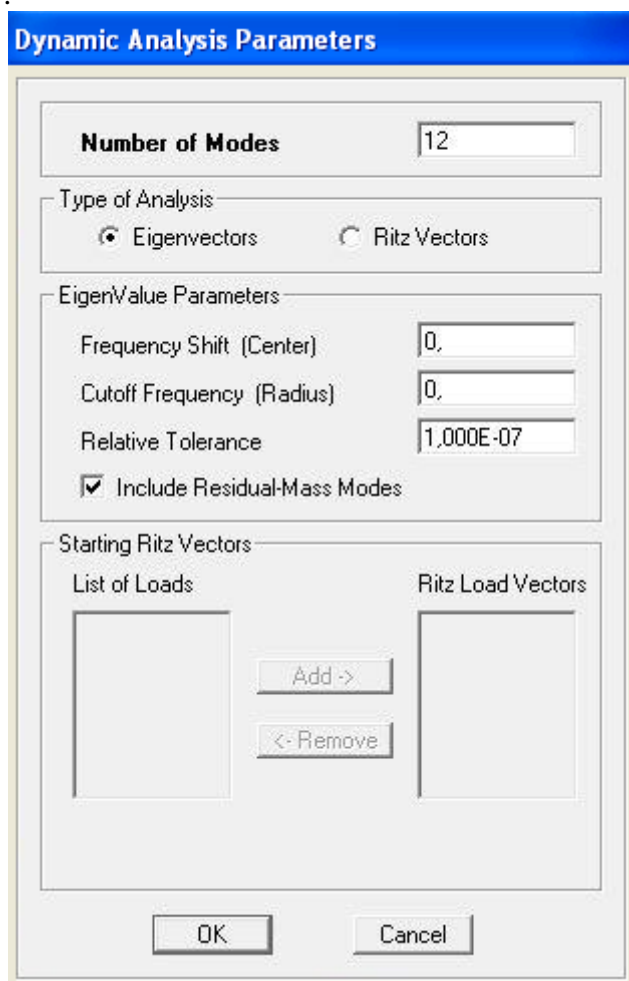
Modes de vibration:


**Analyze /Set analyz Options /Cocher Dynamic Analysis**



**Cliquer sur Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit « Number of Modes » et on valide avec « OK », valider une autre fois dans la fenêtre de « Analysis option ».

**8. Huitième étape :****Exécution :**

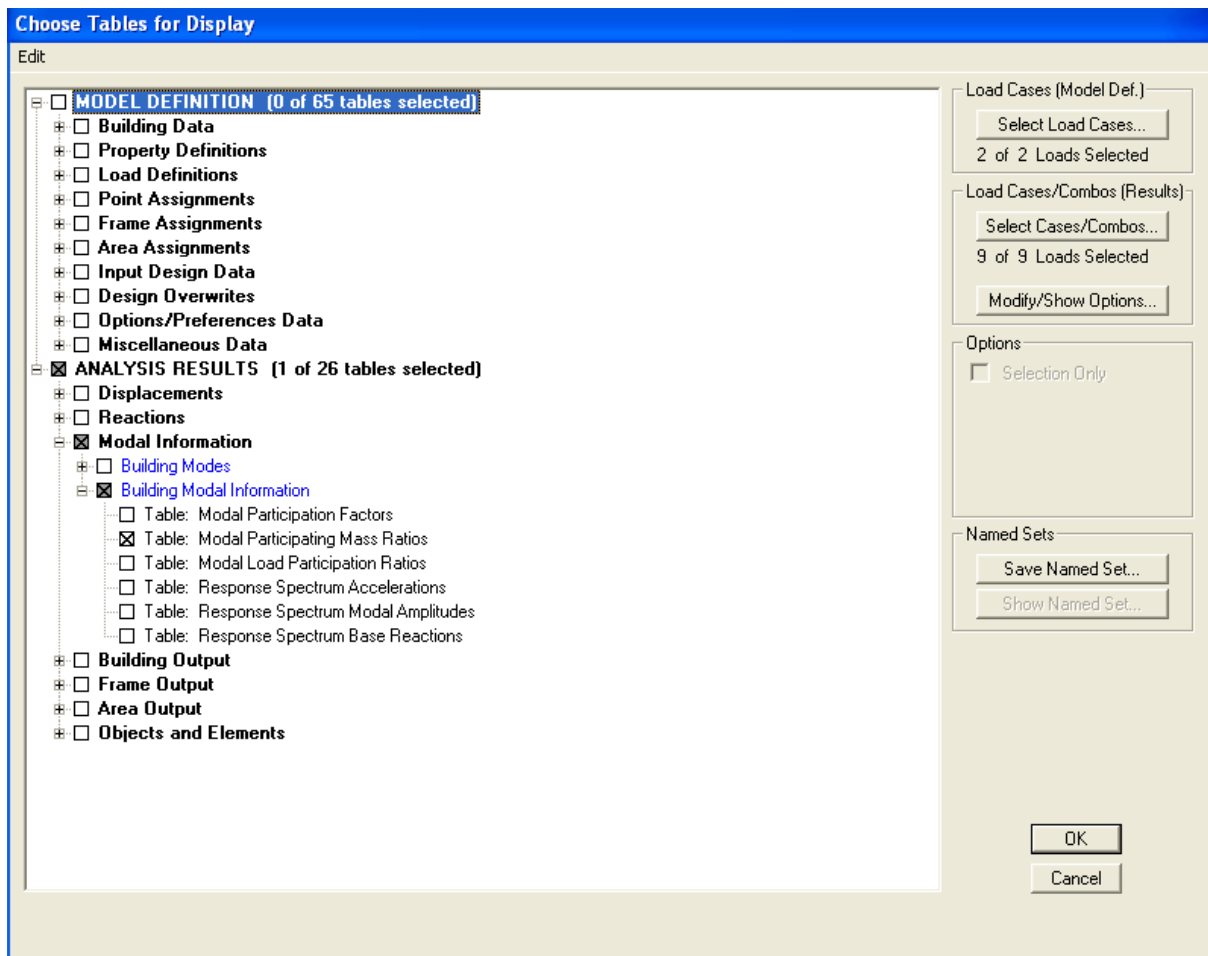
**Analyze /Run (f5) ou** on clique sur 

L'ETABS va demander un nom pour le fichier, c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : File /Save as.

## V-6) Visualisation des résultats:

Période et participation modale :

Dans la fenêtre display / show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « Modal ».



Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par sunUX, sunUY

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

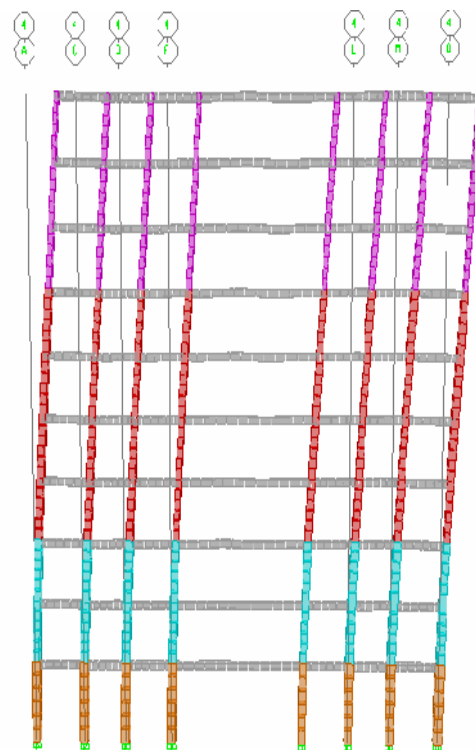
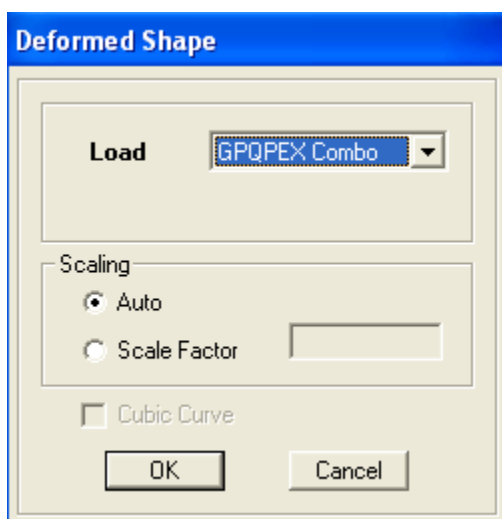
Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.688230	68.3645	0.0002	0.0000	68.3645	0.0002	0.0000	0.0003
	2	0.552065	0.0000	68.3143	0.0000	68.3645	68.3145	0.0000	97.9559
	3	0.447084	0.1715	0.0966	0.0000	68.5360	68.4111	0.0000	0.1376
	4	0.157324	19.1750	0.0028	0.0000	87.7111	68.4139	0.0000	0.0001
	5	0.124913	0.0020	19.8023	0.0000	87.7131	88.2162	0.0000	1.5843
	6	0.098439	0.0134	0.0351	0.0000	87.7265	88.2513	0.0000	0.0033
	7	0.067913	6.6780	0.0004	0.0000	94.4045	88.2518	0.0000	0.0000
	8	0.054644	0.0011	6.5955	0.0000	94.4056	94.8473	0.0000	0.2562
	9	0.044333	0.0061	0.0140	0.0000	94.4116	94.8612	0.0000	0.0007
	10	0.040594	3.0218	0.0000	0.0000	97.4335	94.8613	0.0000	0.0000
	11	0.032959	0.0003	2.8525	0.0000	97.4338	97.7138	0.0000	0.0425
	12	0.028428	1.3486	0.0003	0.0000	98.7824	97.7140	0.0000	0.0000

OK

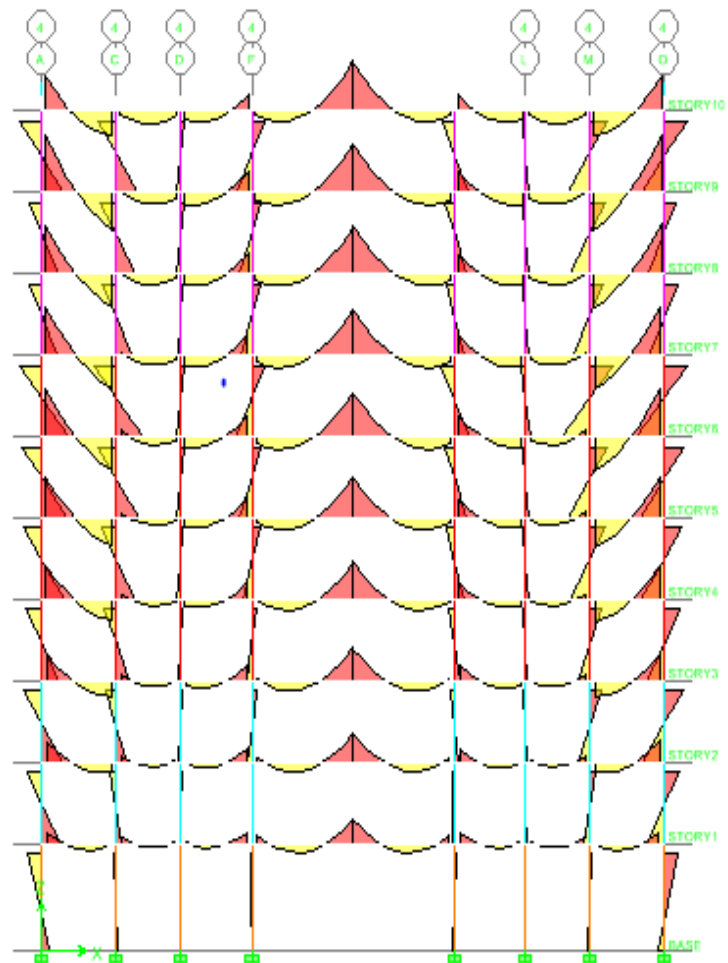
▪ Déformée de la structure :

On clique 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 **Frame 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**

	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY4	B519	G	0.150	0.00	-43.62	0.00	1.128	0.000
	STORY4	B519	G	0.631	0.00	-42.26	0.00	1.128	0.000
	STORY4	B519	G	0.631	0.00	-30.78	0.00	0.944	0.000
	STORY4	B519	G	0.947	0.00	-29.89	0.00	0.944	0.000
	STORY4	B519	G	1.263	0.00	-28.99	0.00	0.944	0.000
	STORY4	B519	G	1.263	0.00	-17.00	0.00	0.665	0.000
	STORY4	B519	G	1.578	0.00	-16.11	0.00	0.665	0.000
	STORY4	B519	G	1.894	0.00	-15.21	0.00	0.665	0.000
	STORY4	B519	G	1.894	0.00	-2.99	0.00	0.195	0.000
	STORY4	B519	G	2.209	0.00	-2.10	0.00	0.195	0.000
	STORY4	B519	G	2.525	0.00	-1.20	0.00	0.195	0.000
	STORY4	B519	G	2.525	0.00	11.34	0.00	-0.250	0.000
	STORY4	B519	G	2.841	0.00	12.23	0.00	-0.250	0.000
	STORY4	B519	G	3.156	0.00	13.12	0.00	-0.250	0.000
	STORY4	B519	G	3.156	0.00	26.09	0.00	-0.526	0.000
	STORY4	B519	G	3.472	0.00	26.98	0.00	-0.526	0.000
	STORY4	B519	G	3.788	0.00	27.87	0.00	-0.526	0.000
	STORY4	B519	G	3.788	0.00	11.22	0.00	0.665	0.000

- **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur 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.

	Story	AreaObj	AreaType	AreaElm	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	StepNu
▶	STORY10	W2	Wall	1	54	G	LinearStatic	-	
	STORY10	W2	Wall	1	53	G	LinearStatic	-	
	STORY10	W2	Wall	1	53	G	LinearStatic	-	
	STORY10	W2	Wall	1	54	G	LinearStatic	-	
	STORY10	W2	Wall	1	54	Q	LinearStatic	-	
	STORY10	W2	Wall	1	53	Q	LinearStatic	-	
	STORY10	W2	Wall	1	53	Q	LinearStatic	-	
	STORY10	W2	Wall	1	54	Q	LinearStatic	-	
	STORY10	W2	Wall	1	54	EX	LinRespSpec	Max	
	STORY10	W2	Wall	1	53	EX	LinRespSpec	Max	
	STORY10	W2	Wall	1	53	EX	LinRespSpec	Max	
	STORY10	W2	Wall	1	54	EX	LinRespSpec	Max	
	STORY10	W2	Wall	1	54	EY	LinRespSpec	Max	
	STORY10	W2	Wall	1	53	EY	LinRespSpec	Max	
	STORY10	W2	Wall	1	53	EY	LinRespSpec	Max	
	STORY10	W2	Wall	1	54	EY	LinRespSpec	Max	
	STORY10	W2	Wall	1	54	ELU	Combination	-	
	STORY10	W2	Wall	1	53	ELU	Combination	-	

➤ **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 **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

	Story	Point	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	STORY10	6	G	0.0000	0.0000	-0.0010	-0.00001	0.00000	0.00000
	STORY10	6	Q	0.0000	-0.0001	-0.0001	0.00000	0.00000	0.00000
	STORY10	6	EX	0.0153	0.0020	0.0006	0.00008	0.00059	0.00011
	STORY10	6	EY	0.0014	0.0126	0.0006	0.00049	0.00006	0.00011
	STORY10	6	ELU	0.0000	-0.0001	-0.0016	-0.00001	0.00001	-0.00011
	STORY10	6	ELS	0.0000	-0.0001	-0.0012	-0.00001	0.00000	-0.00011
	STORY10	6	GQEX MAX	0.0153	0.0020	-0.0006	0.00007	0.00060	0.00011
	STORY10	6	GQEX MIN	-0.0153	-0.0021	-0.0017	-0.00009	-0.00059	-0.00011
	STORY10	6	GQMEX MAX	0.0153	0.0020	-0.0006	0.00007	0.00060	0.00011
	STORY10	6	GQMEX MIN	-0.0153	-0.0021	-0.0017	-0.00009	-0.00059	-0.00011
	STORY10	6	GQEY MAX	0.0014	0.0125	-0.0005	0.00048	0.00006	0.00011
	STORY10	6	GQEY MIN	-0.0014	-0.0127	-0.0018	-0.00050	-0.00005	-0.00011
	STORY10	6	GQMEY MAX	0.0014	0.0125	-0.0005	0.00048	0.00006	0.00011
	STORY10	6	GQMEY MIN	-0.0014	-0.0127	-0.0018	-0.00050	-0.00005	-0.00011
	STORY10	6	08GEX MAX	0.0153	0.0020	-0.0003	0.00007	0.00060	0.00011
	STORY10	6	08GEX MIN	-0.0153	-0.0021	-0.0014	-0.00009	-0.00059	-0.00011
	STORY10	6	08GMEX MAX	0.0153	0.0020	-0.0003	0.00007	0.00060	0.00011
	STORY10	6	08GMEX MIN	-0.0153	-0.0021	-0.0014	-0.00009	-0.00059	-0.00011

**Tab. Déplacements au niveau 9**

Pour visualiser les déplacements, le menu « **Show deformed Shape** » conduit à la fenêtre ci-contre. Il faut spécifier le cas de chargement dans l'option **Load**.

L'option **Scaling** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou bien laisser ETABS en choisir un (Auto).

L'option **Cubic Curve** permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations. Elle est donc représentative de la flexion dans les membrures.

Il est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start Animation** à droite, en bas de l'écran. La structure ira d'un mode à un autre.

De plus, il est possible de créer un fichier vidéo, sous forma de vidéo « AVI », de l'animation avec le menu **View** et **Creat OpenGL View**, on peut également imprimer la structure déformée avec le **menu File** et **Print Graphics**.

Le tableau affiché ne nous permet pas d'avoir **directement** les efforts max recherchés, On choisit de l'exporter sur **Excel** afin de mieux exploiter les résultats.

#### ➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX et EY** ».

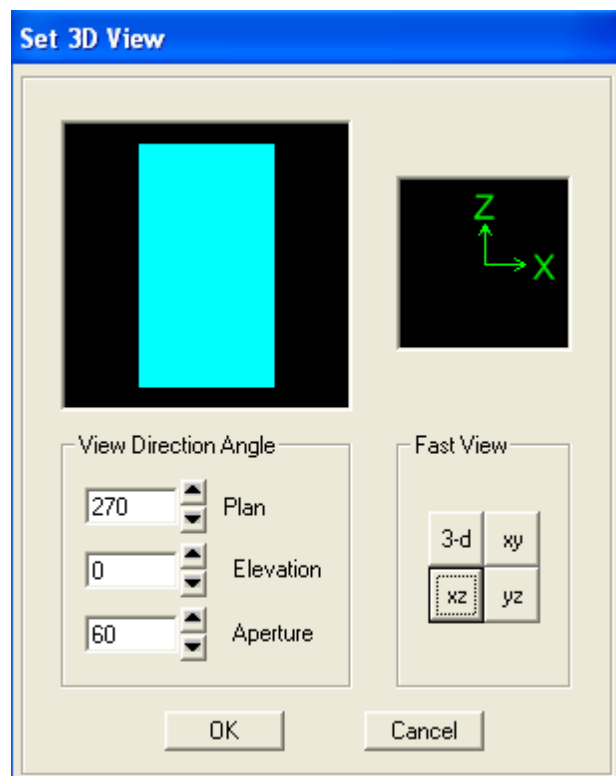
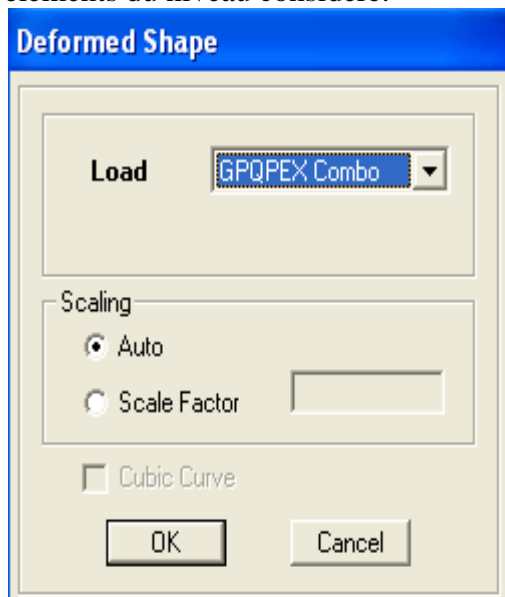
	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
▶	BASE	1	EX	3,53	0,15	44,28	0,246	2,006	0,020
	BASE	1	EY	1,38	0,35	14,60	1,074	0,766	0,070
	BASE	2	EX	8,42	7,36	85,22	2,214	4,705	0,020
	BASE	2	EY	4,80	37,13	197,04	11,655	2,150	0,070
	BASE	3	EX	1,12	0,02	3,70	0,052	2,130	0,020
	BASE	3	EY	0,52	0,17	27,10	0,634	0,904	0,070
	BASE	4	EX	6,31	0,10	37,71	0,027	3,113	0,020
	BASE	4	EY	2,68	0,24	35,56	0,775	1,279	0,070
	BASE	5	EX	5,23	3,82	146,61	1,201	3,207	0,020
	BASE	5	EY	3,32	37,09	201,02	11,820	1,592	0,070
	BASE	6	EX	15,10	0,14	137,00	0,307	5,932	0,020
	BASE	6	EY	1,52	0,59	37,69	1,466	0,491	0,070
	BASE	7	EX	1,83	7,54	74,54	2,413	3,511	0,020
	BASE	7	EY	0,08	37,52	119,12	12,293	0,194	0,070
	BASE	8	EX	40,14	0,10	85,31	0,145	14,304	0,020
	BASE	8	EY	1,91	0,46	47,30	1,306	0,742	0,070
	BASE	9	EX	27,94	0,03	153,24	0,049	11,265	0,020

➤ **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 **EX** (puis **EY**).

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	12,1671	-1,0549
End Point	-11,7451	-1,0549

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0,211	-1,0549	0,	180,

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	220,4902	13,2097	-1892,9395	220,4902	13,2097	2030,1815
Moment	13611,4268	-7757,898	1458,9473	-13945,133	19593,073	1458,9474

Close Refresh

➤ **Remarque**

En désélectionnant la case **Walls** nous aurons l'effort repris par les portiques, et on désélectionnant la case **Beames** et **Columns**, nous aurons l'effort repris par les voiles.

Les résultats choisis avec **Set Option** dans le menu **Analyze** se retrouve dans **un fichier « out »**, généré par l'analyse.

Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que, Word ou bloc note de Windows, pour le faire :

Fermer L'etabs sans arrêter l'analyse

Chercher le fichier **Out** avec l'outil de rechercher de Windows.

# **CHAPITRE V**

## **Modélisation de la structure**

**V-1) Introduction :**

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être 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 degrés 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 nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

**V-2) Méthode de calcul :**

Le calcul des forces sismiques dépend du type de la structure et ces dimensions ; il se fait à l'aide des trois méthodes :

- ❖ par la méthode statique équivalente (**RPA /Art 4.1.2**)

- ❖ par Méthode dynamique qui regroupe :

- la méthode d'analyse modale spectrale

- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

- ❖ la méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

- **Méthode appliquées :**

- **Condition complémentaires :**

- Bâtiment est implanté dans une zone de sismicité moyenne IIa et classé selon son importance dans le groupe 2.

Il faut vérifier que  $H < 23\text{m}$  avec 7 niveaux.

$H = 31,62\text{ m} > 23\text{ m}$  condition non vérifiée

- La structure présente une dissymétrie en plan.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA99, On opte donc pour la **méthode dynamique modale spectrale**.

**- La méthode dynamique modale spectrale :**

La méthode dynamique modale spectrale à pour but de déterminer pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, pour 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.

**V-3) Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :**

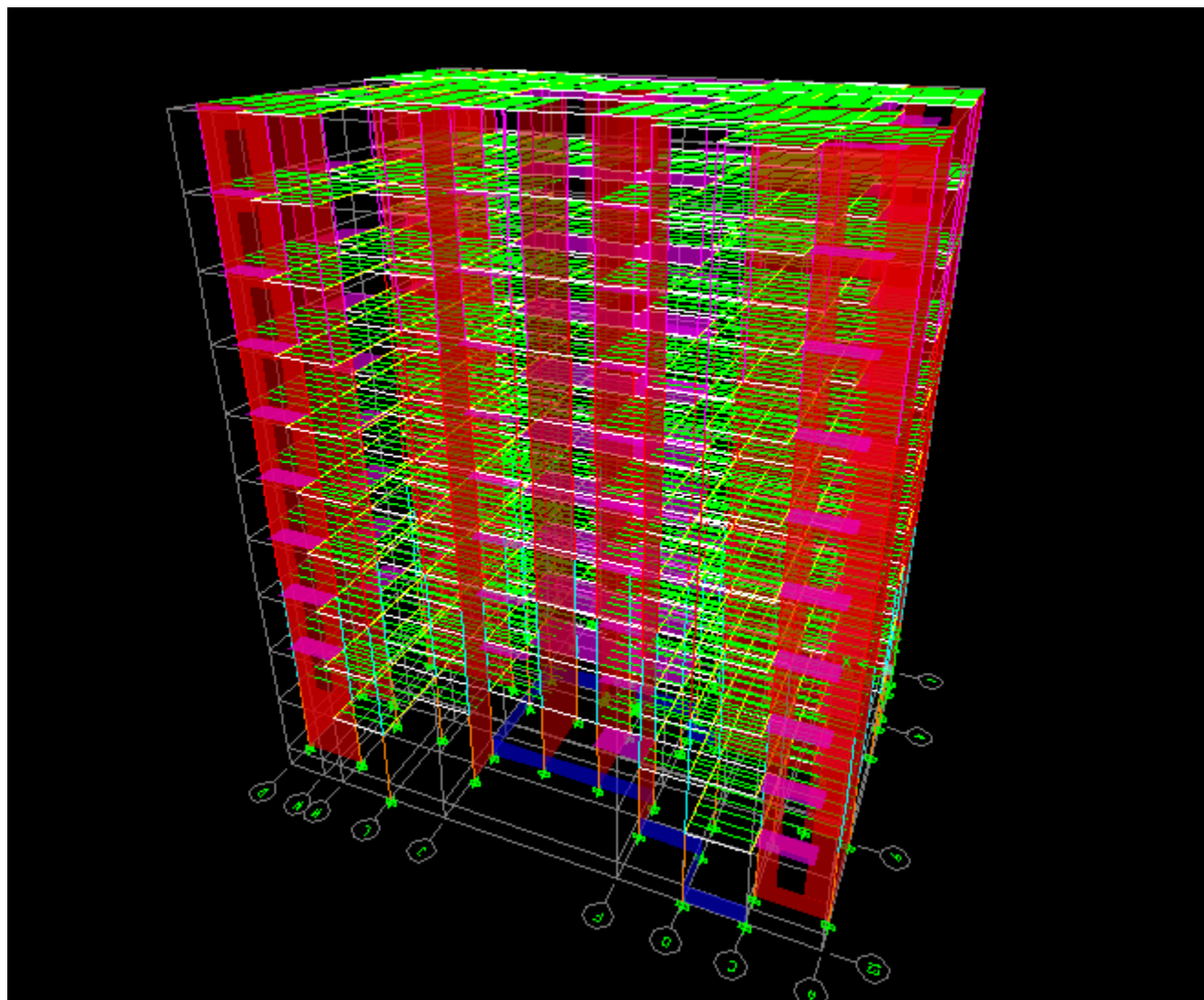
- ✓ La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA 2003/Art 3.2)**.
- ✓ La structure est de catégorie **S3** (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone de forte sismicité Zone **III**.
- ✓ La structure à étudiée fait **31.62 m** (RDC+9 étage ) de hauteur, le système structural est constitué de voiles porteurs en béton armé. Dans ce cas les voiles doivent reprendre plus 20% des sollicitations dûes aux charges verticales et on considère que les sollicitations horizontales sont reprise uniquement par les voiles.

**V-4) Modélisation de la structure :**

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux (RDC+ 9 étages) encadrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- ✓ Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type **FRAME**.
- ✓ Les voiles et dalles plane par un élément de type **SHELL**.



**Fig V-1 : Modèle 3D de la structure.**

#### **V-5) Disposition des voiles :**

Le système structural choisi est le contreventement par voile porteurs en béton armé. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA version 2003 :

- ✓ Les voiles doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations dues aux charges horizontales.
- ✓ Une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0.05 L$  ( $L$ : la plus grande portée du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.
- ✓ Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs.

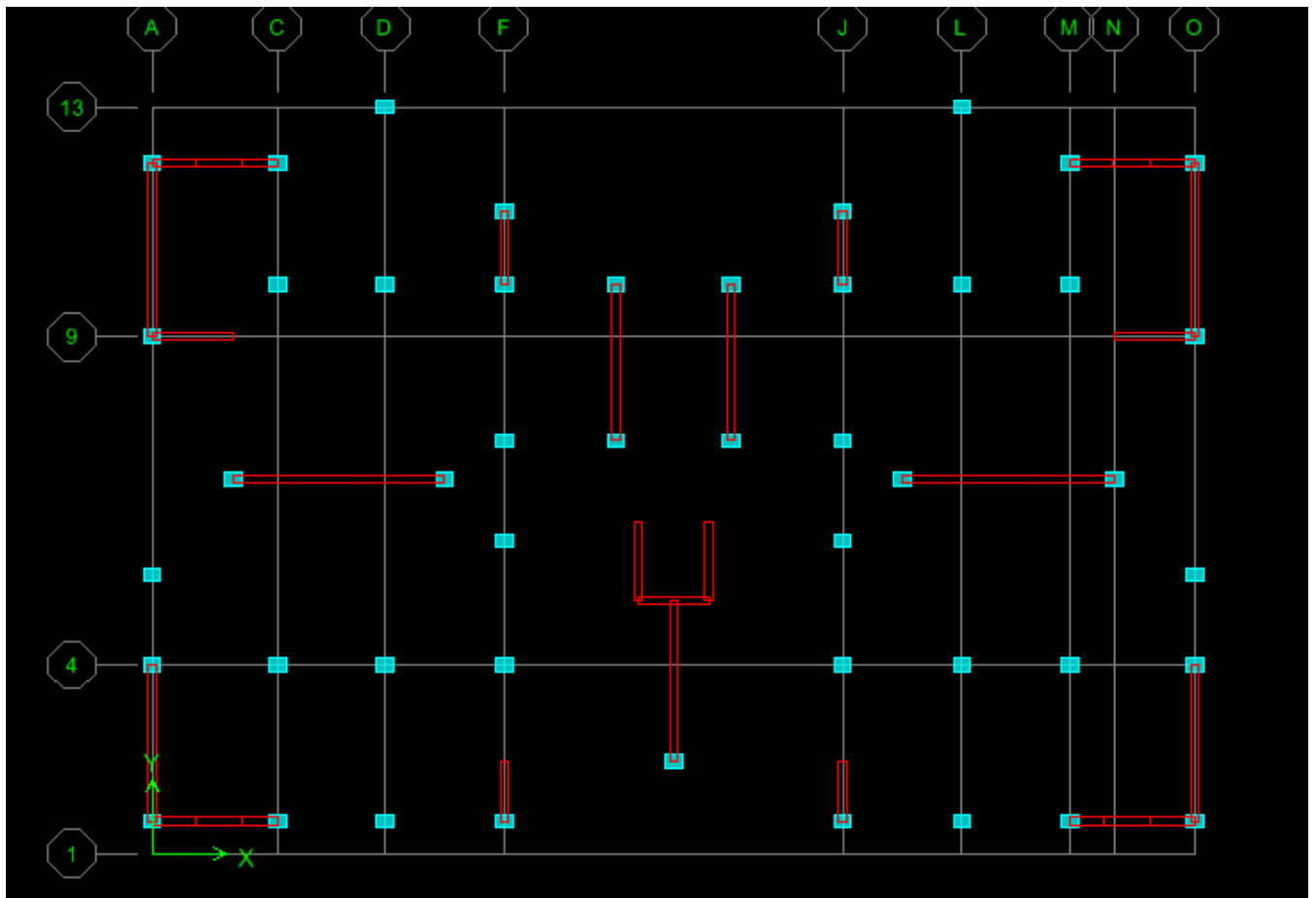
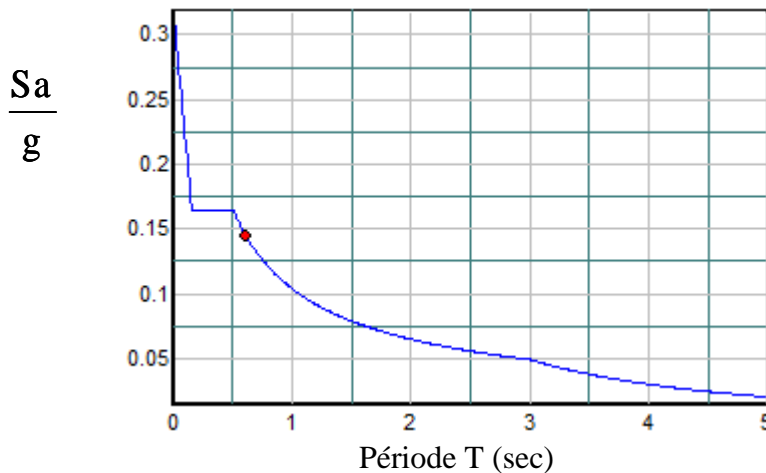


Fig V-2 : Disposition des voiles dans la structure.

**V-6) Spectre de réponse de calcul :**

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{(RPA 2003/Art 4.3.3)}$$



**Fig V-4 : Spectre de réponse de calcul.**

**T (sec)** : la période avec une précision de 0.1 sec.

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**γ** : facteur de correction d'amortissement.

**R** : coefficient de comportement de la structure.

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**Q** : facteur de qualité de la structure.  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  Formule (4-4)

✓ **P<sub>q</sub>** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ; **tableau (4-4)**.

➤ Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

**A** = 0.25 [zone III, groupe d'usage 2 (RPA 2003/Tableau 4.1)].

**R** = 5 [mixte portique /voiles avec interaction (RPA 2003/Tableau 4.3)].

=  $[7/2 + ]^{1/2}$

**T<sub>1</sub>** = 0.15 sec ; **T<sub>2</sub>** = 0.50 sec. [site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

**V-7-1) Calcul du facteur de qualité Q :**

❖ **Tableau donnant les valeurs des pénalités P<sub>q</sub> :**

➤ **Sens transversal :**

Critère q	Pénalité P <sub>q</sub>
Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0.05
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.15$$

➤ Sens longitudinal :

Critère $q$	Pénalité $P_q$
Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0)$$

$$Q = 1.1$$

$Q = 1.15$  ; tous les critères sont vérifiés. Les deux conditions de régularité en plan et en élévation sont prises en compte directement par le modèle 3D.

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans le tableau suivant

T (sec)	Sa/g	T(sec)	Sa/g	T(sec)	Sa/g	T(sec)	Sa/g
0,00	0.310	1,300	0.084	2,600	0.053	3,900	0.031
0,100	0.210	1,400	0.080	2,700	0.051	4,000	0.030
0,200	0.160	1,500	0.076	2,800	0.050	4,100	0.029
0,300	0.160	1,600	0.073	2,900	0.049	4,200	0.027
0,400	0.160	1,700	0.070	3,000	0.048	4,300	0.026
0,500	0.160	1,800	0.067	3,100	0.045	4,400	0.025
0,600	0.140	1,900	0.065	3,200	0.043	4,500	0.024
0,700	0.130	2,000	0.063	3,300	0.041	4,600	0.024
0,800	0.120	2,100	0.061	3,400	0.039	4,700	0.023
0,900	0.110	2,200	0.059	3,500	0.037	4,800	0.022
1,000	0.100	2,300	0.057	3,600	0.035	4,900	0.021
1,100	0.094	2,400	0.056	3,700	0.034	5,000	0.020
1,200	0.088	2,500	0.054	3,800	0.032		

**Tableau V-1 : valeurs du spectre de réponse**

**V-8) Nombre de modes à considérer :**

- a) 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.

- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$\mathbf{K} \geq 3 \sqrt{\mathbf{N}} \quad \text{et} \quad \mathbf{T}_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

**N** : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ;  $T_k$  la période du mode **K**.

- Dans notre cas  $N=10$  niveaux  $\Rightarrow K = (3 \times \sqrt{10} = 9.49)$   
Donc : **K=10** nombre de modes.

**V-9) Combinaison des réponses modales :**

➤  $r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$

Avec :

$$r = T_i / T_j \quad (T_i \leq T_j)$$

i et j : deux modes de vibration des périodes  $T_i$ ,  $T_j$  et d'amortissement  $\xi_i$ ,  $\xi_j$

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

**E** : effet de l'action sismique considéré

**E<sub>i</sub>** : valeur modale de E selon le mode « i »

**K** : nombre de modes retenus

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ;  $E_1$  et  $E_2$  par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

**V-10) Caractéristiques géométriques de la Structure :**➤ **Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Niveau	Masse suivant X	Masse suivant Y	Centre de masse		Centre de torsion		Exc. Théorique		Exc. Accidentelle	
			XCM	YCM	XCR	YCR	ex	Ey	ex	ey
RDC	<b>553.285</b>	<b>553.285</b>	13.339	9.142	13.721	9.986	0.382	0.844	1,355	0.97
étage 1	<b>517.5984</b>	<b>517.5984</b>	13.418	9.062	13.686	9.707	0.268	0.645		
étage 2	<b>510.2805</b>	<b>510.2805</b>	13.417	9.076	13.652	9.653	0.235	0.577		
étage 3	<b>505.1649</b>	<b>505.1649</b>	13.416	9.066	13.626	9.667	0.21	0.601		
étage 4	<b>504.9295</b>	<b>504.9295</b>	13.415	9.069	13.611	9.675	0.196	0.606		
étage 5	<b>504.9298</b>	<b>504.9298</b>	13.415	9.069	13.601	9.669	0.186	0.6		
étage 6	<b>502.1162</b>	<b>502.1162</b>	13.377	9.07	13.595	9.653	0.218	0.583		
étage 7	<b>497.7934</b>	<b>497.7934</b>	13.413	9.033	13.591	9.632	0.178	0.599		
étage 8	<b>497.7929</b>	<b>497.7929</b>	13.413	9.033	13.588	9.614	0.175	0.581		
étage 9	<b>449.8527</b>	<b>449.8527</b>	13.376	8.814	13.587	9.599	0.211	0.785		

**Tableau V-2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.**➤ **l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

**a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7)**

Le RPA dicte que :  $e_x = 0.05 \times 27,10 = 1.355$  m

$$e_y = 0.05 \times 19.4 = 0.97$$
 m

**V-11) Caractéristiques dynamiques de la structure :**

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	SumUX %	SumUY %
1	0.709973	68.1415	0.0079
2	0.569407	68.1501	67.9565
3	0.479161	68.188	68.2074
4	0.163628	87.2993	68.2105
5	0.128443	87.3033	88.0712
6	0.105142	87.3149	88.1263
7	0.070098	94.1555	88.1266
8	0.055845	94.1568	94.8752

**Tableau V-3 : périodes et participations massiques**

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.
- La valeur de la période donnée par ETABS vérifiée la condition de [l'article 4.2.4] du RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4) ; avec :

$$T_{\text{empirique}} = \min\left\{0.09 \times \frac{h_n}{D}, C_T \times h_N^{3/4}\right\} = 0.54 \text{ sec ; avec } h_N = 31.62\text{m, } D = 27.40 \text{ m, } C_T = 0,05$$

$$T_{\text{empirique}} = \min\left\{0.09 \times \frac{h_n}{D}, C_T \times h_N^{3/4}\right\} = 0.64 \text{ sec ; avec } h_N = 31.62\text{m, } D = 19.60 \text{ m, } C_T = 0,05$$

$$T_{\text{numérique}} = 0.54 + (0.3 \times 0.54) = 0.711 \text{ sec} > T_{\text{ETABS}} = 0,709 \text{ sec}$$

### V-12) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'V<sub>t</sub>' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 /Art 4.2)**.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times Q \times D}{R} \times W$$

- ❖ **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le (RPA 2003/Tableau 4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A= 0.25**
- ❖ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (  $\eta$  ) et de la période fondamentale de la structure ( T ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T_1 = 0.15, T_2 = 0.50 \text{ (RPA/Tableau 4-7)}$$

$\eta$  : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

- $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.  
Quand :  $\xi = 10\%$ , on a :  $\eta = 0.76$

T : donnée par la formule empirique.

$$T=0.54 \text{ sec.} \Rightarrow 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s.}$$

Donc :

$$D1 = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 1.8$$

$$D2 = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 1.61$$

❖ **R** : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003/Tableau 4.3)

$$R = 5$$

❖ **Q** : facteur de qualité (RPA/Art 5.7)

$$Q = 1.15$$

❖ **W** : poids total de la structure, donné par ETABS

Case	C	Poids utilisés en KN	Effort tranchant à la base (Vt) en KN
YY	0.09	51164.67	5179.81
XX	0.103	51164.67	4483.98

Tableau V-4 : Poids total de la structure et Efforts tranchants à la base.

$$\text{Avec : } C = \frac{A \times D \times Q}{R}$$

Niveaux	Masse
RDC	553.285
ETAGE1	517.5984
ETAGE2	510.2805
ETAGE3	505.1649
ETAGE4	504.9295
ETAGE5	504.9298
ETAGE6	502.1162
ETAGE7	497.7934
ETAGE8	497.7929
ETAGE9	449.8527

Tableau V-5 : Masses des différents niveaux

MSE (RPA 2003)			MSE(RPA 2003)	
Coefficients	A	0.15	A	0.15
	D1	1.7	D2	1.53
	Q	1.1	Q	1.1
	R	3.5	R	3.5
forces sismiques (KN)	5269.96		4606.82	

Tableau V-6 : La forces sismiques à la base.

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003/Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ;calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la *méthode statique équivalente*  $V_{max}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ( $V_t > 0.80 V$ )

- ✓ Si  $V_t < 0.80 V_{max}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

forces sismiques (KN)				Vérification	
MSE V/xx	MSE V/yy	ETABS (Vt)		Vt/V	
		Ex	Ey	X	Y
5269.96	4606.82	4483.98	5179.81	>0.80	>0.80
				Condition vérifiée	Condition vérifiée

**Tableau V-7 : Vérification de la résultante des forces sismiques.**

**V-13) Vérification des déplacements :**

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

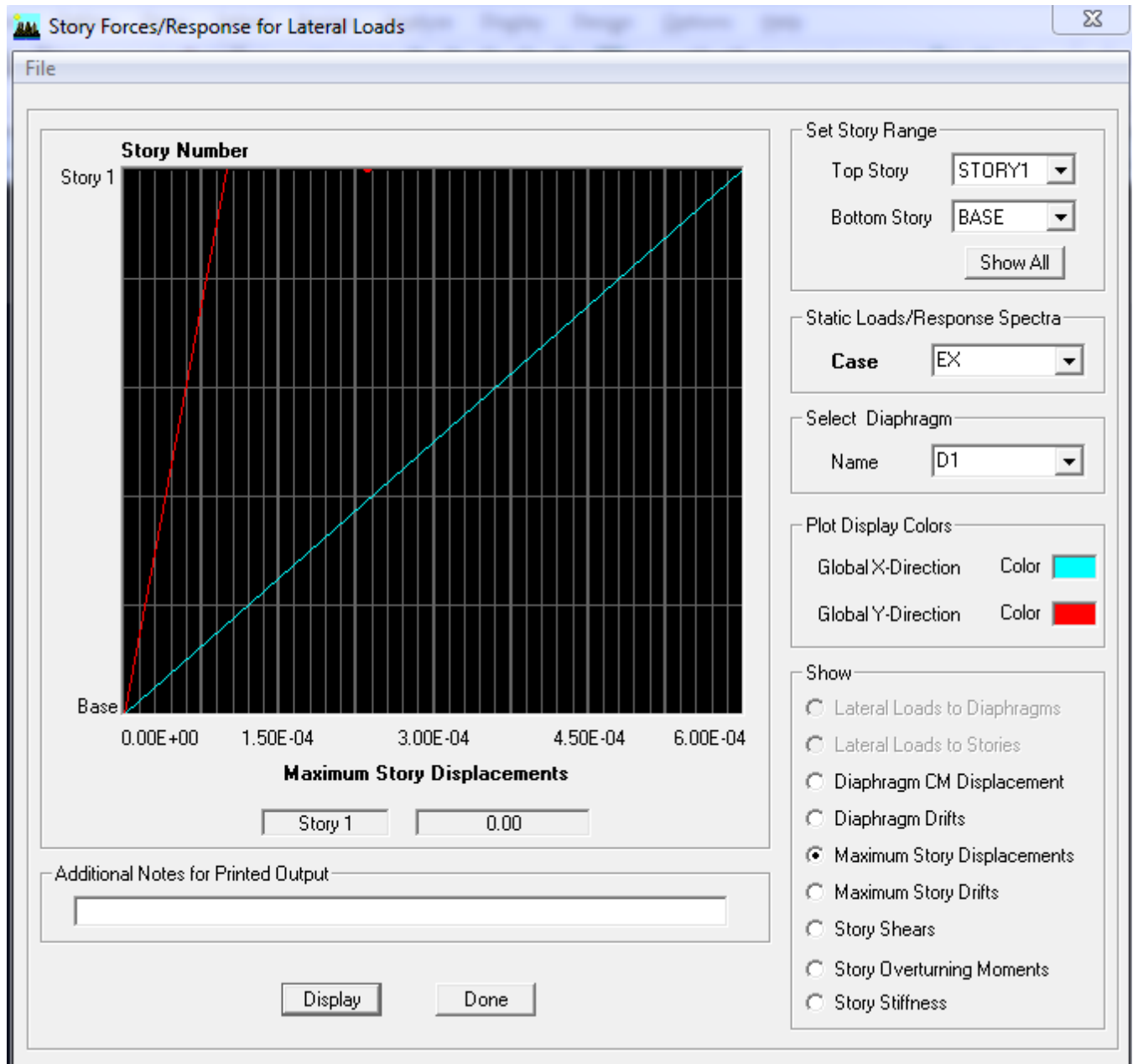


Fig.V-5 Vérification des déplacements selon Ex.

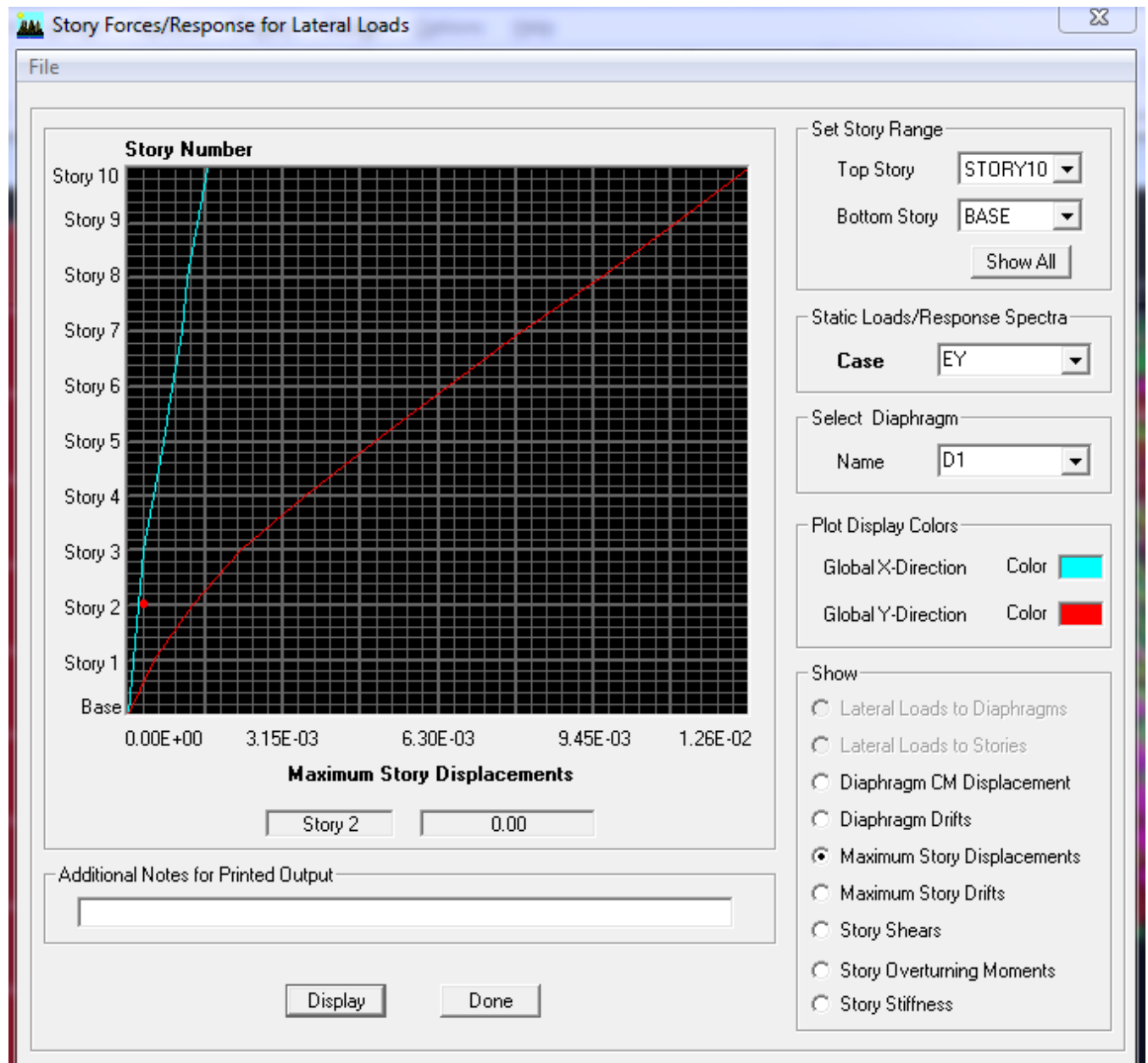


Fig.V-6 Vérification des déplacements selon Ey.

Niveau	Déplacement (ETABS)		HAUTEUR	RPA 1%h	OBS
	EX	EY			
	X	Y			
étage 9	0.0212	0.0158	3.06	0.0306	vérifié
étage 8	0.0187	0.0139	3.06	0.0306	Vérifié
étage 7	0.0161	0.012	3.06	0.0306	Vérifié
étage 6	0.0135	0.0101	3.06	0.0306	Vérifié
étage 5	0.0109	0.0081	3.06	0.0306	Vérifié
étage 4	0.0084	0.0062	3.06	0.0306	Vérifié
étage 3	0.006	0.0045	3.06	0.0306	Vérifié
étage 2	0.0039	0.0029	3.06	0.0306	Vérifié
étage 1	0.0021	0.0016	3.06	0.0306	Vérifié
RDC	0.0008	0.0006	4.08	0.0408	Vérifié

**Tableau V-8 : Vérification les déplacements relatifs.**

#### V-14) justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times H_k}{V_k} \leq 0.1$$

- $P_k$  : poids total de la structure.
- $V_k$  : effort tranchant à l'étage considéré.
- $H_k$  : hauteur de l'étage k.

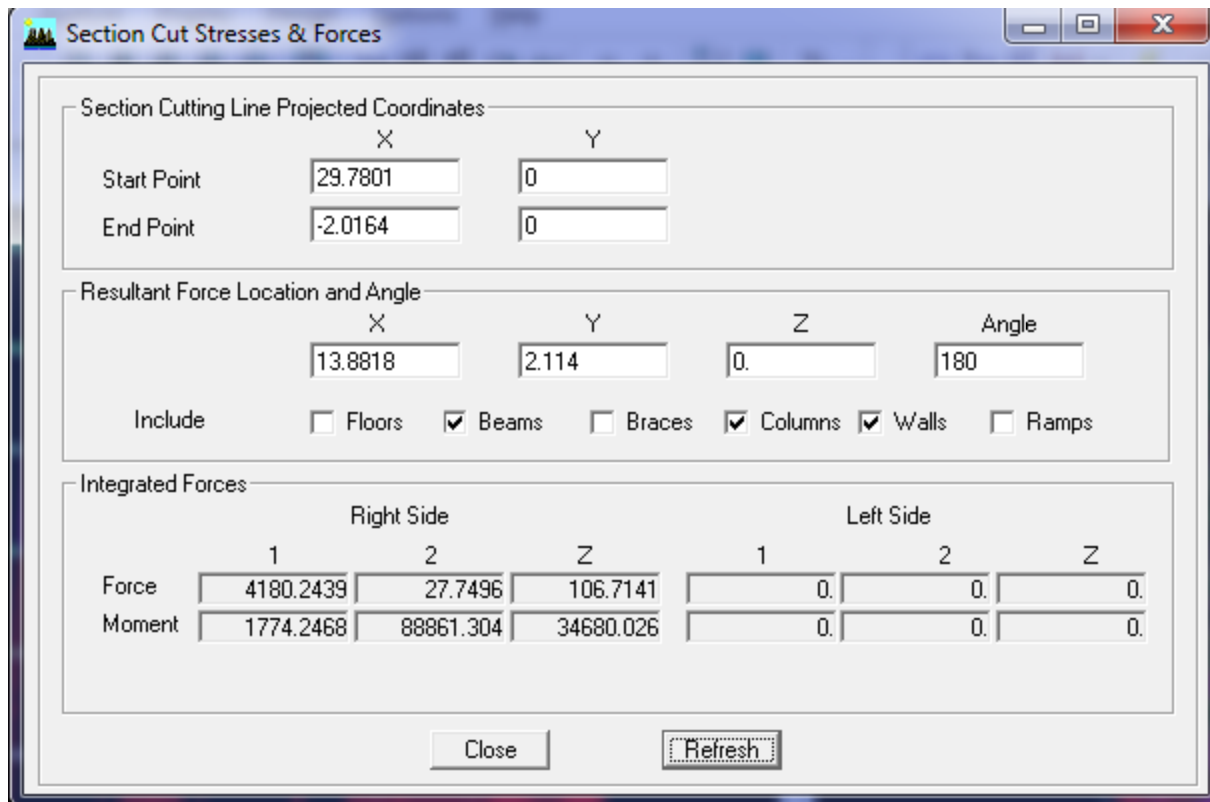
**Tableau V.8: justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$**

Niveaux	P(KN)	Sens x-x				Sens y-y			
		$\Delta k(m)$	$V_k \times H_k$	$\theta_x \leq 0.10$	Obs	$\Delta k(m)$	$V_k \times H_k$	$\theta_y \leq 0.10$	Obs
10	449.8527	<b>0.0025</b>	3080.655	0.0003	vérifiée	<b>0.0019</b>	3485.921	0.0002	vérifiée
9	497.7929	<b>0.0026</b>	5413.293	0.0002	vérifiée	<b>0.0019</b>	6249.621	0.0001	vérifiée
8	497.7934	<b>0.0026</b>	7229.862	0.0001	vérifiée	<b>0.0019</b>	8364.938	0.0001	vérifiée
7	502.1162	<b>0.0026</b>	8782.934	0.0001	vérifiée	<b>0.002</b>	10156.629	0.00009	vérifiée
6	504.9298	<b>0.0025</b>	10105.374	0.0001	vérifiée	<b>0.0019</b>	11661.721	0.00008	vérifiée
5	504.9295	<b>0.0024</b>	11192.959	0.0001	vérifiée	<b>0.0017</b>	12916.68	0.00006	vérifiée
4	505.1649	<b>0.0021</b>	12064.968	0.00008	vérifiée	<b>0.0016</b>	13951.702	0.00005	vérifiée
3	510.2809	<b>0.0018</b>	12769.624	0.00007	vérifiée	<b>0.0013</b>	14776.587	0.00004	vérifiée
2	517.5084	<b>0.0013</b>	13326.453	0.00005	vérifiée	<b>0.001</b>	15426.653	0.00003	vérifiée
1	553.285	<b>0.0008</b>	18294.638	0.00002	vérifiée	<b>0.0006</b>	21133.624	0.00001	vérifiée

**Remarque :**

Au début, on a supposé que le type de contreventement de notre structure est mixte (portique/voiles avec interaction). Après la modélisation et l'analyse, on a eu les résultats suivants :

**V-14) calcul du pourcentage de participation des voiles :**



**Fig V-7 : Efforts repris par l'ensemble selon Ex.**

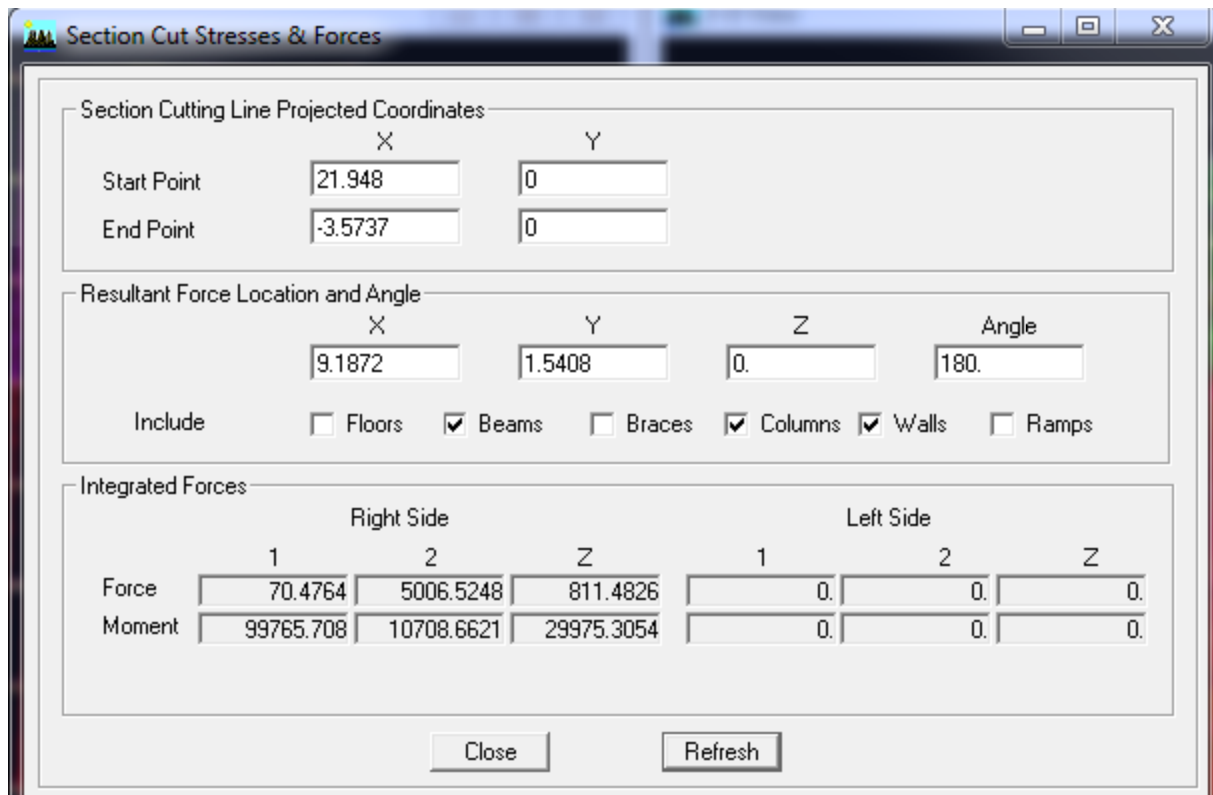


Fig V-8 : Efforts repris par l'ensemble selon Ey.

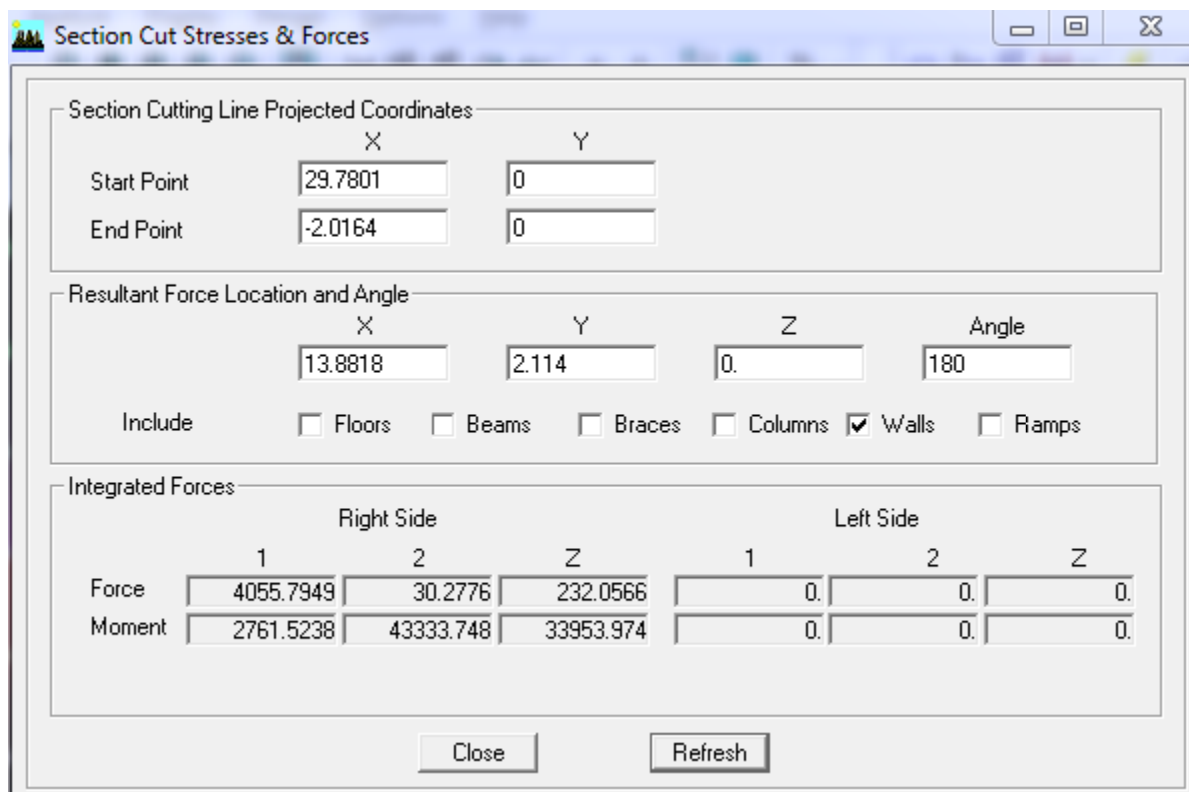


Fig V-9 : Efforts repris par les voiles selon Ex.

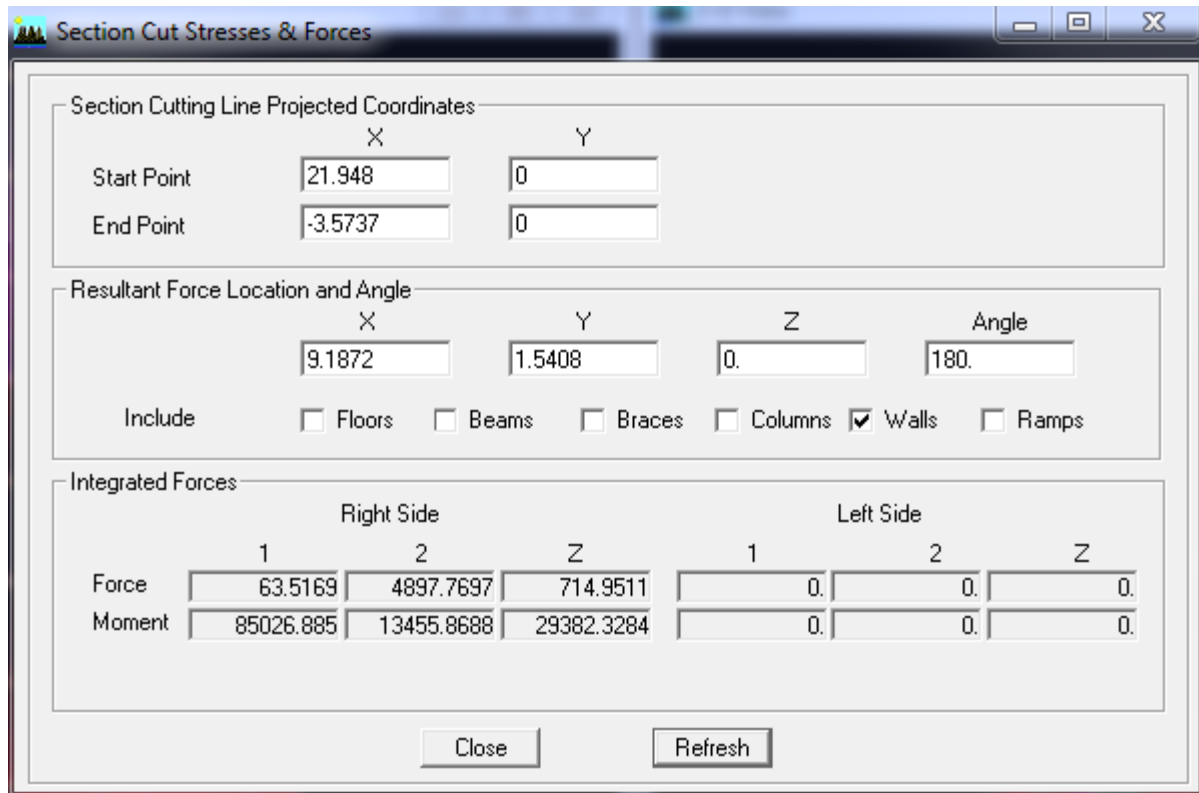


Fig V-10 : Efforts repris par les voiles selon Ey

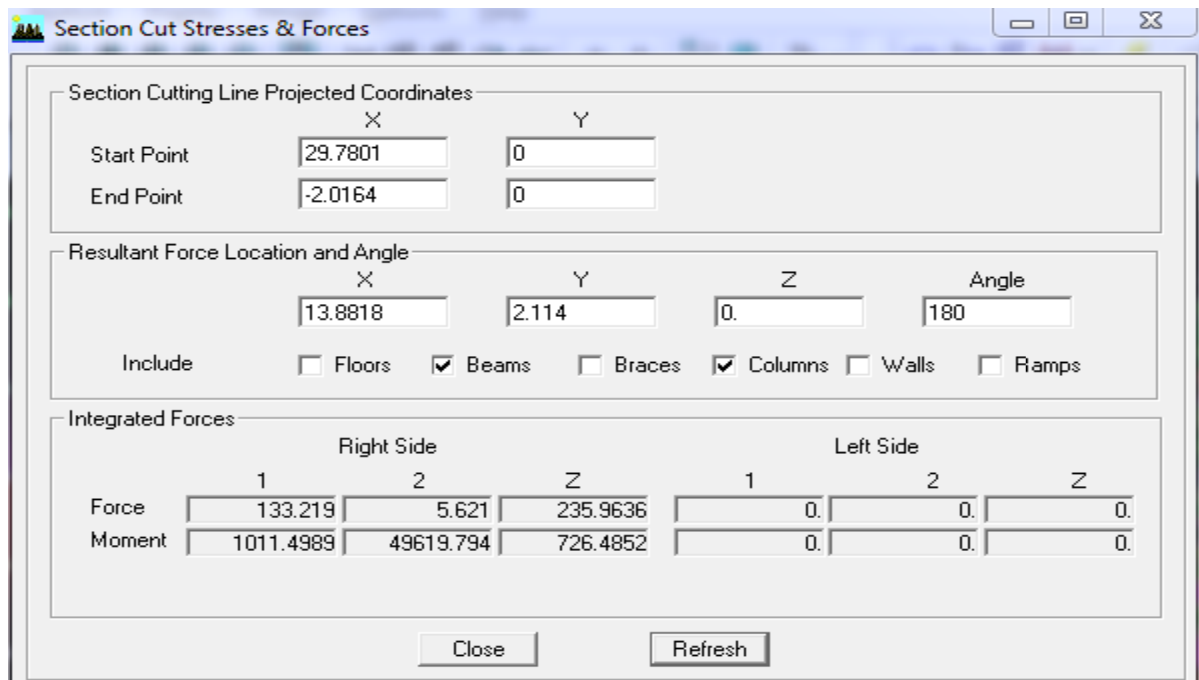
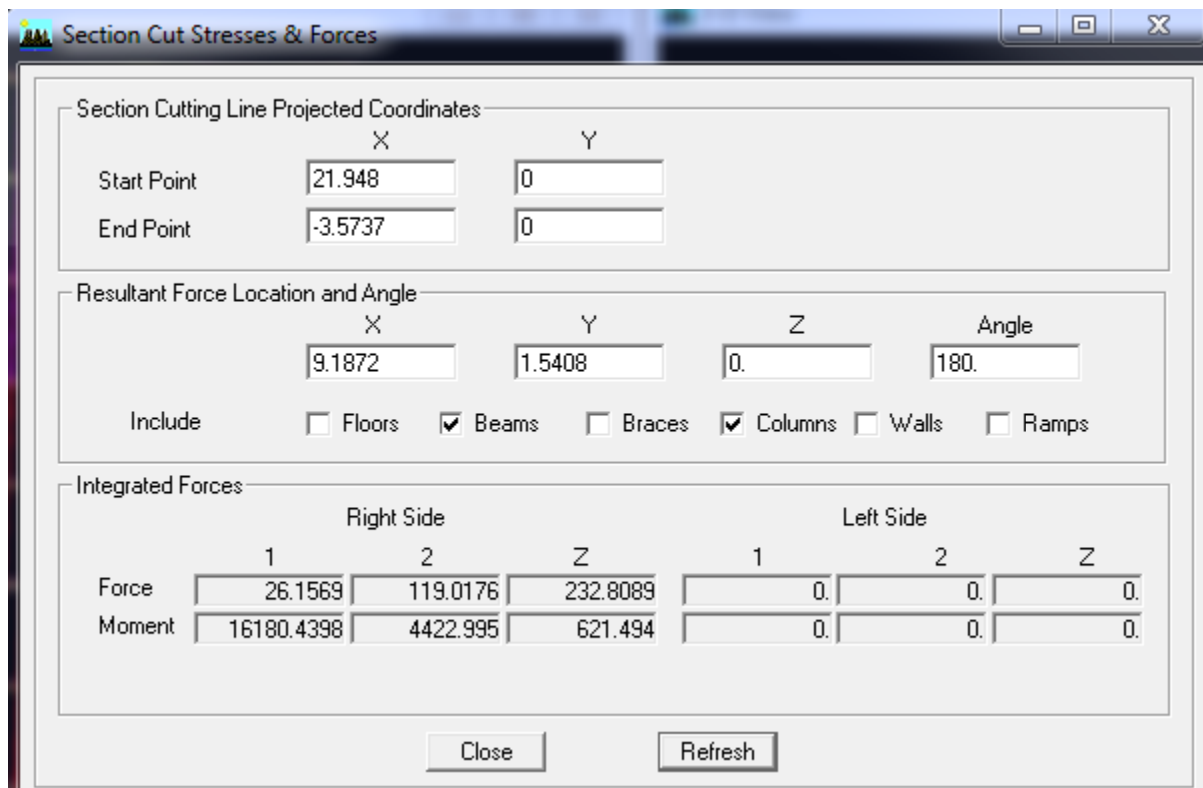


Fig.V-11 : Efforts repris par les portiques selon Ex.



**Fig.V-12 : Efforts repris par les portiques selon Ey.**

➤ **Suivant xx :**

Efforts repris par l'ensemble : **4180.2439 KN**

Efforts repris par les portiques : **133.219 KN**

Efforts repris par les voiles : **4055.7949 KN**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **3.18%**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **97.02%**

➤ **Suivant yy :**

Efforts repris par l'ensemble : **5006.5248 Kn**

Efforts repris par les portiques : **119.0176Kn**

Efforts repris par les voiles : **4897.7697Kn**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **2.37 %**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **97.82 %**

**Charges verticales :**

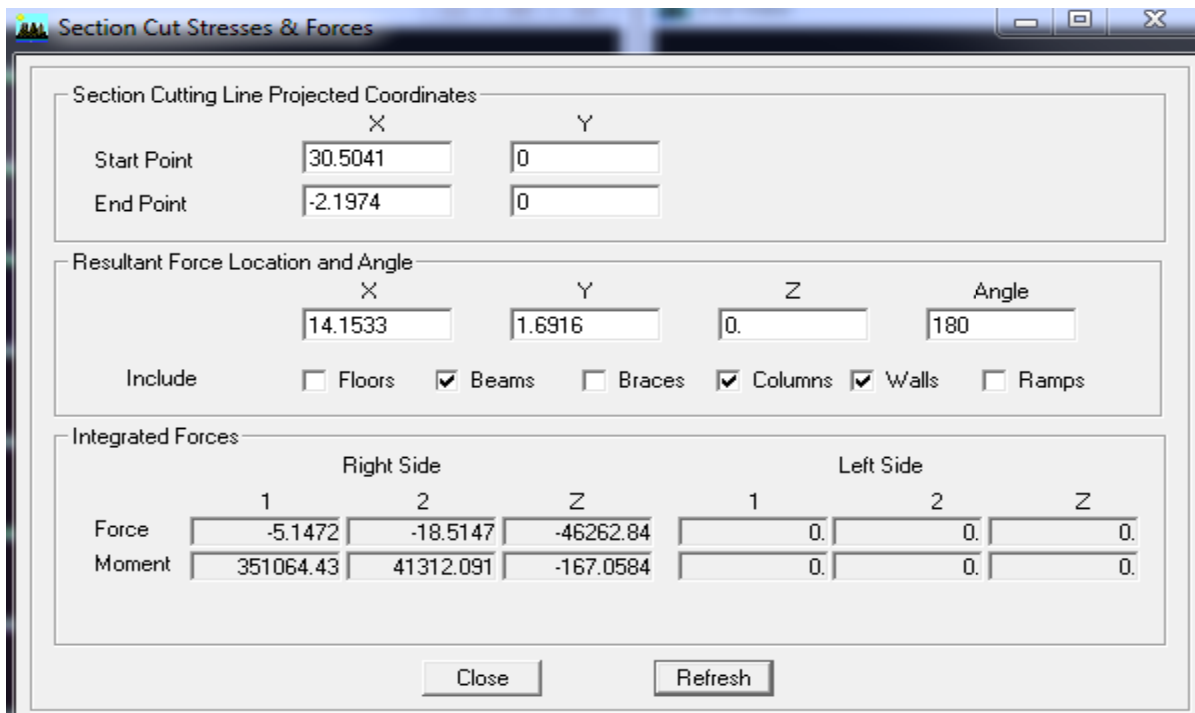


Fig V-8 : Efforts repris par l'ensemble P

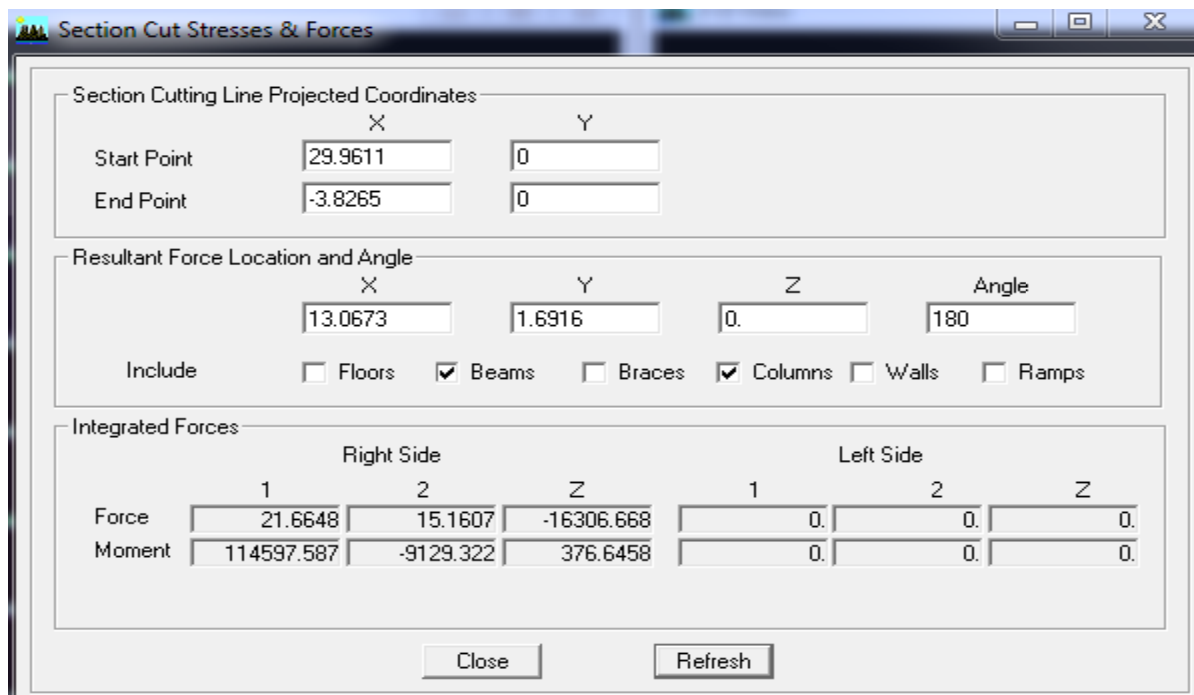


Fig.V-12 : Efforts repris par les portiques.

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	30.5041	0
End Point	-2.1974	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14.1533	1.6916	0.	180

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-26.812	-33.6754	-29956.174	0.	0.	0.
Moment	236466.845	32732.372	-560.1687	0.	0.	0.

Close Refresh

**Fig.V-12 : Efforts repris par les voiles.**

Efforts repris par l'ensemble : **-46262.84 Kn**  
 Efforts repris par les portiques : **-16306.668 Kn**  
 Efforts repris par les voiles : **-29956.174 Kn**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **35.24 %**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **64.75%**

**Conclusion :**

On constate que :

L'effort repris par les voiles est plus important que celui des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre plus de **75%** des sollicitations dues aux charges horizontales).

D'après le **RPA**, le système de contreventement est du type **4<sub>a</sub>** : système de contreventement assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile .

**Pour les charge verticales :**

Les efforts repris par les voiles est plus élevé que celui des portiques. Les voiles vont reprendre plus de **25%** des sollicitations dues aux charges verticales.

# **CHAPITRE VI**

## **Ferraillage des éléments**

**VI.1. FERAILLAGE DES POUTRES :****VI.1.1. Introduction :**

Les poutres seront ferrillées en flexion simple en considérant la fissuration peu nuisible, sous les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{array} \right\} \text{BAEL91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA}$$

**VI.1.2. Recommandation du RPA sur les armatures longitudinales (Art.7.5.2.1) :**

- Le pourcentage total minimum :  $A_{\min} = 0.5\% \times (b \times h)$ .
- Poutres principales (30 x 40) =  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$
- Poutres secondaires (30 x 35) =  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$
- Poutres de chaînage (25 x 30) =  $A_{\min} = 0.005 \times 20 \times 25 = 2.5\text{cm}^2$
- Le pourcentage total maximum :
  - $A_{\max} = 4\% (b \times h)$  en zone courante.
  - $A_{\max} = 6\% (b \times h)$  en zone de recouvrement.
- Poutres principales (30x 40) :
  - $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2$  (zone courante).
  - $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2$  (zone de recouvrement).
- Poutres secondaires (30 x 35) :
  - $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$  (zone courante).
  - $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 63\text{cm}^2$  (zone de recouvrement).

**VI.1.3. Procédure du calcul :**

On est en flexion simple, donc la détermination de la section d'armature des poutres se fait en suivant les étapes suivantes :

Soit :  $A_{st}$  = section d'armatures tendues.

$A_{sc}$  = section d'armatures comprimées.

**VI.1.3.1. Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M}{b \times f_{bu} \times d^2}$$

$$\text{avec } f_{bu} = \frac{0.85 f_c 25}{\gamma_b}$$

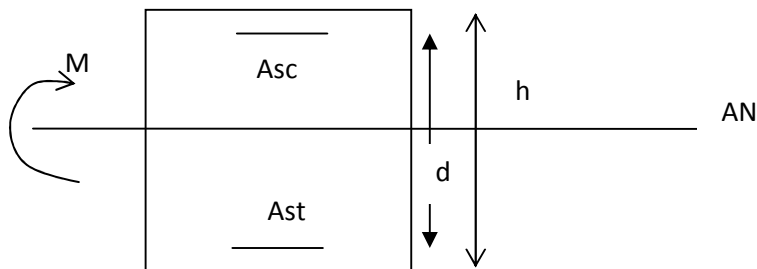
**VI.1.3.2. Calcul du moment réduit limite ( $\mu_l$ ) :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{FeE400} \\ \delta b = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

En comparaison entre la valeur de  $\mu$  et celle de  $\mu_l$  nous mène à deux cas qui sont à étudier :

- **Premier cas :**

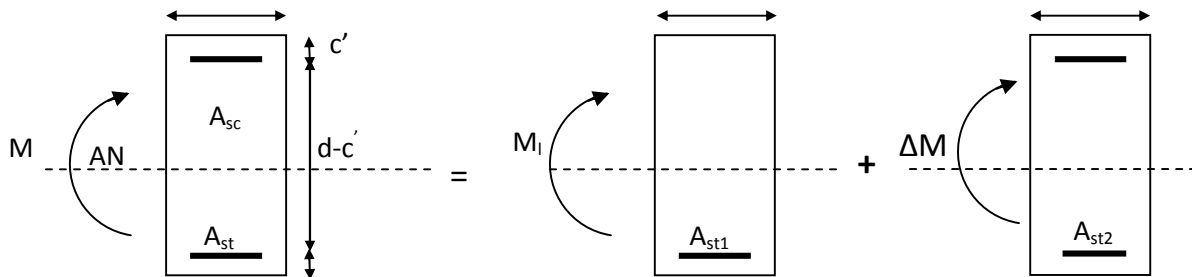
$\mu < \mu_l \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)  $\Rightarrow$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.  $\Rightarrow A_{sc} = 0$ .



$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- Deuxième cas :

$\mu > \mu_1 \implies$  section doublement armée (SDA).



$$M = M + \Delta M_1$$

$$M_1 = \mu b d^2 f_{bu}$$

$$M = M - M_1$$

$$\begin{cases} A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_r}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c) \sigma_s} \end{cases}$$

- Les calculs faits et le choix d'armatures sont résumés sous formes de tableaux.

-Ferrailage des poutres principales :

$$b = 30 \text{ cm}, h = 40 \text{ cm}, d = 37.5 \text{ cm}$$

- Ferrailage des poutres secondaires :

$$b = 30 \text{ cm}, h = 35 \text{ cm}, d = 32,5$$

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	s (Mpa)	$\mu$		As		Amax filantes	ferrailage adoptée
											(cm2)	chapeaux		
8.9.10	appui	Sup	Cou	69.31	300	375	14.2	348	0.1157	0.970	5.4739	5.5	3HA14	2HA12
			Acc	80.26	300	375	18.5	400	0.1029	0.974	5.4959			
		Inf	Cou	27.67	300	375	14.2	348	0.0462	0.988	2.1455	2.15	3HA14	
			Acc	28	300	375	18.5	400	0.0359	0.991	1.8835			
	trav	Sup	Cou	35.803	300	375	14.2	348	0.0598	0.985	2.7858	3.38	3HA14	
			Acc	49.86	300	375	18.5	400	0.064	0.984	3.3791			
		Inf	Cou	42.42	300	375	18.5	348	0.0544	0.986	3.296	3.3	3HA14	2HA12
			Acc	36.19	300	375	18.5	400	0.0464	0.988	2.4415			
4.5.6	appui	Sup	Cou	63.58	300	375	14.2	348	0.1061	0.973	5.0087	5.01	3HA14	2HA12
			Acc	7.988	300	375	18.5	400	0.0102	0.997	0.5339			
		Inf	Cou	19.64	300	375	14.2	348	0.0328	0.992	1.5178	1.71	3HA14	
			Acc	25.48	300	375	18.5	400	0.0327	0.992	1.713			
	trav	Sup	Cou	27.136	300	375	14.2	348	0.0453	0.989	2.1035	3.28	3HA14	
			Acc	48.46	300	375	18.5	400	0.0622	0.984	3.2824			
		Inf	Cou	34.45	300	375	14.2	348	0.0575	0.985	2.679	2.68	3HA14	2HA12
			Acc	29.83	300	375	18.5	400	0.0383	0.990	2.008			
3.2	appui	Sup	Cou	53.45	300	375	14.2	348	0.0892	0.977	4.1915	4.45	3HA14	2HA12
			Acc	65.26	300	375	18.5	400	0.0837	0.979	4.4458			
		Inf	Cou	8.69	300	375	14.2	348	0.0145	0.996	0.6683	1.06	3HA14	
			Acc	15.82	300	375	18.5	400	0.0203	0.995	1.06			
	trav	Sup	Cou	17.79	300	375	14.2	348	0.0297	0.993	1.3734	2.3	3HA14	
			Acc	34.18	300	375	18.5	400	0.0438	0.989	2.3041			
		Inf	Cou	30.89	300	375	14.2	348	0.0516	0.987	2.3984	2.4	3HA14	2HA12
			Acc	25.75	300	375	18.5	400	0.033	0.992	1.7309			
I	appui	Sup	Cou	45.44	300	375	14.2	348	0.0759	0.981	3.5507	3.55	3HA14	2HA12
			Acc	47.87	300	375	18.5	400	0.0614	0.984	3.2422			
		Inf	Cou	3.476	300	375	14.2	348	0.0058	0.999	0.2667	0.53	3HA14	
			Acc	7.995	300	375	18.5	400	0.0103	0.997	0.5344			
	trav	Sup	Cou	13.72	300	375	14.2	348	0.0229	0.994	1.0575	1.4	3HA14	
			Acc	20.8	300	375	18.5	400	0.0267	0.993	1.3962			
		Inf	Cou	30.18	300	375	14.2	348	0.0504	0.987	2.3427	2.34	3HA12	2HA12
			Acc	23.47	300	375	18.5	400	0.0301	0.992	1.5763			

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	s (Mpa)	μ	As		Amax filantes	ferrailage adoptée chapeaux	
											(cm2)			
8.9.10	appui	Sup	Cou	40.64	300	325	14	348	0.0903	0.9769	3.678	3.83	3HA14	2HA12
			Acc	48.73	300	325	19	400	0.0831	0.9788	3.83			
		Inf	Cou	34.27	300	325	14	348	0.0762	0.9806	3.09	3.1805	3HA14	
			Acc	40.62	300	325	18	400	0.0694	0.9823	3.181			
	trav	Sup	Cou	7.418	300	325	14	348	0	0.9959	0.659	1.0551	3HA14	
			Acc	13.64	300	325	18	400	0.0233	0.9941	1.055			
		Inf	Cou	17.81	300	325	18	348	0.0304	0.9923	1.587	1.5867	3HA14	2HA12
			Acc	16.06	300	325	18	400	0.0274	0.9931	1.244			
4.5.6.7	appui	Sup	Cou	35.24	300	325	14	348	0.0783	0.98	3.179	3.8593	3HA14	2HA12
			Acc	49.1	300	325	18	400	0.0838	0.9786	3.859			
		Inf	Cou	29.38	300	325	14	348	0.0653	0.9834	2.641	3.5508	3HA14	
			Acc	45.25	300	325	18	400	0.0773	0.9803	3.551			
	trav	Sup	Cou	5.939	300	325	14	348	0.0132	0.9967	0.527	2.2	3HA14	
			Acc	28.88	300	325	18	400	0.0493	0.9875	2.25			
		Inf	Cou	15.75	300	325	14	348	0.035	0.9912	1.405	1.6909	3HA14	2HA12
			Acc	21.78	300	325	18	400	0.0372	0.9906	1.691			
2.3	appui	Sup	Cou	21.1	300	325	14	348	0.0469	0.9881	1.888	2.352	3HA14	2HA12
			Acc	30.18	300	325	18	400	0.0515	0.9869	2.352			
		Inf	Cou	13.75	300	325	14	348	0.0306	0.9923	1.225	2.6582	3HA14	
			Acc	34.05	300	325	18	400	0.0581	0.9852	2.658			
	trav	Sup	Cou	9.611	300	325	14	348	0.0214	0.9946	0.854	0.8989	3HA14	
			Acc	11.63	300	325	18	400	0.0199	0.995	0.899			
		Inf	Cou	2.007	300	325	14	348	0.0045	0.9989	0.178	0.9585	3HA14	2HA12
			Acc	12.39	300	325	18	400	0.0212	0.9947	0.958			
I	appui	Sup	Cou	10.92	300	325	14	348	0.0243	0.9939	0.971	1.4497	3HA14	2HA12
			Acc	18.7	300	325	18	400	0.0319	0.992	1.45			
		Inf	Cou	5.293	300	325	14	348	0.0118	0.9971	0.469	1.0066	3HA14	
			Acc	13.01	300	325	18	400	0.0222	0.9944	1.007			
	trav	Sup	Cou	0	300	325	14	348	0	1	0	0.3654	3HA14	
			Acc	4.741	300	325	18	400	0.0081	0.998	0.365			
		Inf	Cou	5.65	300	325	14	348	0.0126	0.9969	0.501	0.5995	3HA14	2HA12
			Acc	7.767	300	325	18	400	0.0133	0.9967	0.599			

-Ferrailage des poutres de chaînage :

b= 25cm, h=30 cm, d= 27,5 cm

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	s (Mpa)	$\mu$		As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm2)		A <sub>min</sub>	filantes
RDC 1.2 .3.4 5 .6 7.8 9	appui	Sup	Cou	6.015	200	225	14.2	348	0.042	0.979	0.78	1.37	2.5	2HA14
			Acc	11.935	200	225	18.5	400	0.06	0.969	1.37			
		Inf	Cou	3.104	200	225	14.2	348	0.22	0.989	0.40	0.91	2.5	
			Acc	8.047	200	225	18.5	400	0.042	0.979	0.91			
	trav	Sup	Cou	1.723	200	225	14.2	348	0.012	0.994	0.22	0.56	2.5	2HA14
			Acc	5.005	200	225	18.5	400	0.026	0.987	0.56			
		Inf	Cou	2.186	200	225	18.5	348	0.016	0.992	0.28	0.41	2.5	
			Acc	3.631	200	225	18.5	400	0.02	0.990	0.41			

**VI.1.4.Vérification :****VI.1.4.1.Vérifications des poutres à l'ELU :****❖ Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2 .1/BAEL91)**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- poutres principales :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\text{min}}$$

- poutres secondaires :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\text{min}}$$

====> condition vérifiée

**❖ Justification sous sollicitation d'effort tranchant :**

**(Art A.5.1 /BAEL91modifiées 99)**

La justification des poutres soumises à un effort tranchant se fait vis-à-vis de l'état ultime. Cette justification concerne l'âme des poutres, elle est conduite à partir de la contrainte tangentielle  $\tau_u$ . Donc soit à vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

**Avec**

$T_u^{\text{max}}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\text{Pour la fissuration non préjudiciables : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{93.51 \times 10^3}{300 \times 375} = 0.83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

- Pour les poutres secondaires

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{40.07 \times 10^3}{300 \times 325} = 0.41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

====> Condition vérifiée

❖ **VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS:**▪ **INFLUENCE SUR LE BETON:**

ON DOIT VERIFIER LA RELATION SUIVANTE:

$$T_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b \quad \text{AVEC: } a = 0.9d$$

✓ **POUR LES POUTRES PRINCIPALES :**

$$T_{\max} = 93.51 \text{ KN} < 0.4 \times 0.3 \times 0.34 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 675 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **POUR LES POUTRES SECONDAIRES :**

$$T_{\max} = 40.07 \text{ KN} < 0.4 \times 0.3 \times 0.29 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 580 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **INFLUENCE SUR LES ACIERS:**

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieure à  $0,9 V_u d$ , on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$\left( T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

AVEC :

$M_u$ : MOMENT ULTIME AGISSANT AU DROIT DE L'APPUI CONSIDERE.

✓ **POUR LES POUTRES PRINCIPALES :**

$$M_u = 80.259 \text{ KN.m} > 0,9 \times V_u \times d = 0.9 \times 93.51 \times 0.375 = 31.56 \text{ KN.m}$$

✓ **POUR LES POUTRES SECONDAIRES :**

$$M_u = 40.64 \text{ KN.m} > 0,9 \times V_u \times d = 0.9 \times 40.07 \times 0.325 = 11.72 \text{ KN.m}$$

LES ARMATURES CALCULEES SONT SUFFISANTES

## ❖ de la contrainte d'adhérence acier-béton

(BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

 $\sum U_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

$$\text{- Poutres principales : } \sum U_i = 3\pi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{93.51 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 131.88} = 2.10 \text{ MPa}$$

- Poutres secondaires :

$$\sum U_i = 3\pi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{40.07 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 131.88} = 1.03 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## ❖ Calcul de la longueur de scellement des barres

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{- Pur } 14 : l_s = 49.38 \text{ cm.}$$

$$\text{- Pour } 12 : l_s = 42.33 \text{ cm.}$$

## - Calcul de la longueur d'ancrage :

$$\text{Pour } 14 : l_a = 0.4 \times l_s = 19.75 \text{ cm} \quad \text{soit } l_a = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } 12 : l_a = 0.4 \times l_s = 16.93 \text{ cm} \quad \text{soit } l_a = 17 \text{ cm.}$$

### ❖ Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right) = \min(11.4; 30; 12) \text{ mm}$$

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

On choisira un cadre + un étrier  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

### ❖ Calcul des espacements :

- Zone nodale :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L; 30\text{cm}\right)$

- Poutres principales  $S_t = 12\text{cm}$

- Poutre secondaire  $S_t = 10\text{cm}$

- Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principales  $S_t = 23\text{cm}$

- Poutre secondaire  $S_t = 20\text{cm}$

### VI.1.5. Vérifications à l'ELS :

#### ❖ Etat limite d'ouverture des fissures :

Etant donné qu'on est dans le cas d'une fissuration peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

#### ❖ Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \rho_1 = \frac{100 A}{b_0 d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de  $\rho_1$  et K.

La contrainte dans l'acier est 
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

Avec : A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

## - Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS (en travées) :

NIV	$M_{s_{max}}$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	K	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
8,9,10	31,034	13.76	1.22	0.85	18.33	0.054	70,75	3,86	15	ok
4.5.6.7	25,104	13.76	1.22	0.85	18.33	0.054	57,23	3,12	15	ok
3.2	22,479	13.76	1.22	0.85	18.33	0.054	51,25	2,79	15	ok
RDC(1)	21,971	13.76	1.22	0.85	18.33	0.054	68,33	3,72	15	ok

## - Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS :(aux appuis)

NIV	$M_{s_{max}}$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	K	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
8,9,10	20,241	13.76	1.22	0.85	18.33	0.054	46,149	2,51	15	ok
4, 5, 6, 7	46,231	13.76	1.22	0.85	18.33	0.054	105,5	5,75	15	ok
2,3	38,873	13.76	1.22	0.85	18.33	0.054	88,63	4,83	15	ok
RDC(1)	33,061	13.76	1.22	0.85	18.33	0.054	75,39	4,11	15	ok

## - Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS (en travées) :

NIV	$M_{s_{max}}$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	K	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
8.9.10	13.012	13.76	1.42	0.84	16.65	0.06	34.63	2.08	15	ok
4.5.6.7	11.489	13.76	1.42	0.84	16.65	0.06	30.58	1.83	15	ok
3.2	7.01	13.76	1.42	0.84	16.65	0.06	18.66	1.12	15	ok
RDC(1)	4.12	13.76	1.42	0.84	16.65	0.06	10.96	0.66	15	ok

## - Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS :(aux appuis)

NIV	$M_{s_{max}}$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	K	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
8.9.10	29.655	13.76	1.42	0.84	16.65	0.06	78.94	4.74	15	ok
4.5.6.7	25.703	13.76	1.42	0.84	16.65	0.06	68.42	4,10	15	ok
3.2	15.388	13.76	1.42	0.84	16.65	0.06	40,96	2,46	15	ok
RDC(1)	3.86	13.76	1.42	0.84	16.65	0.06	10.27	0.61	15	ok

## ❖ 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. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

- **Calcul de la flèche :**

La valeur de la flèche sera extraite de logiciel ETABS, selon les deux sens.

BAEL 91/révisé 99 (Art .B.6.5, 1),

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

➤ Poutres principales :

$$f = \frac{l}{500} = \frac{505}{500} = 1.01 \text{ cm}$$

$$f_{etabs} = 0.002 \text{ cm} < 1.01 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok.}$$

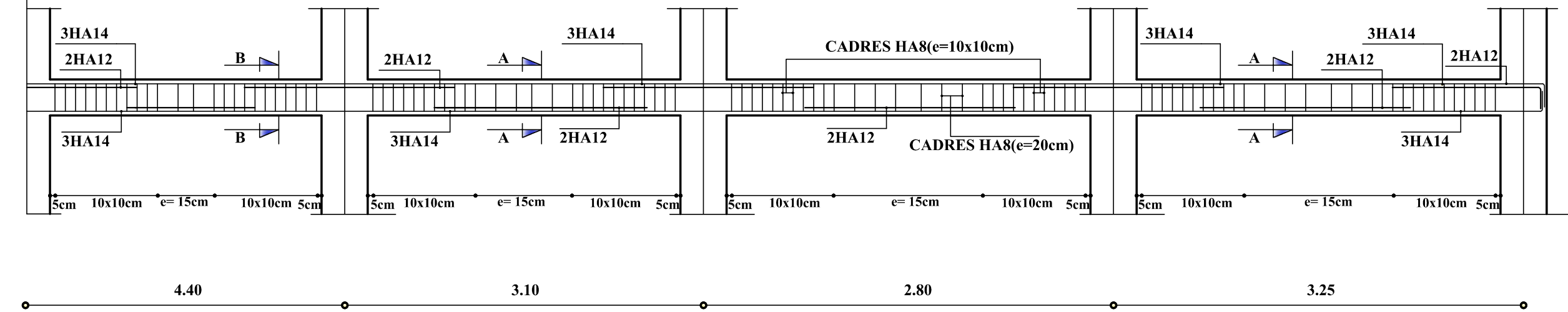
➤ Poutres secondaires :

$$f = \frac{l}{500} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm}$$

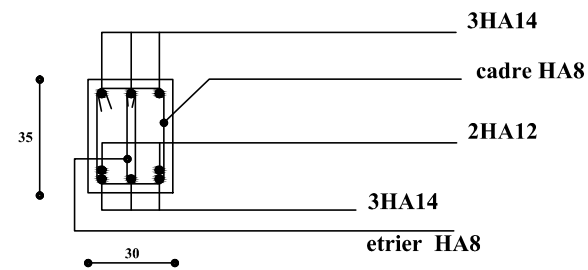
$$f_{etabs} = 0.002 \text{ cm} < 0.82 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok.}$$

**Conclusion :** la flèche est vérifiée.

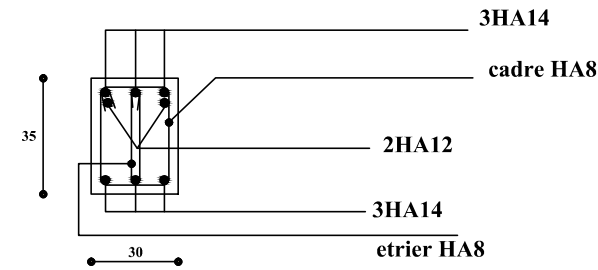
## PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE



COUPE A-A



COUPE B-B

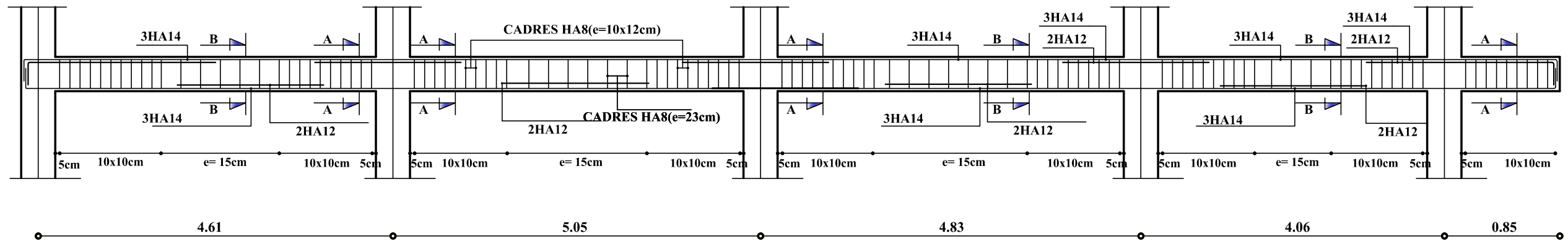


Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

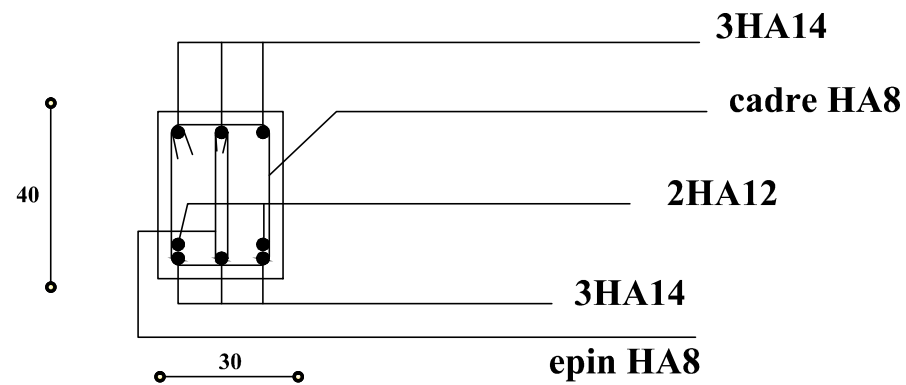
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE

Dessiné par :	Mlle. MEKSEM Tinhinane Mr. MAHMOUDI Abbas	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. kheloui.	Echelle :

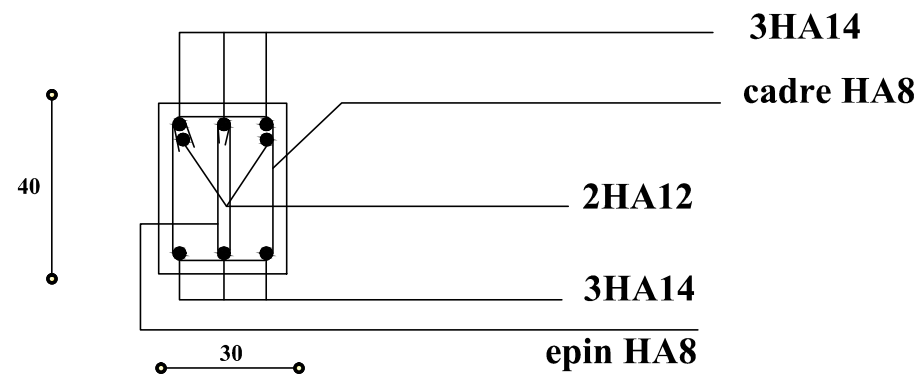
## PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE



### COUPE B-B



### COUPE A-A



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE		
Dessiné par :	Mlle. MEKSEM Tinhinane Mr. MAHMOUDI Abbas	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. kheloui.	Echelle :

## VI.2.FERAILLAGE DES POTEAUX

### VI.2.1-Introduction :

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions (longitudinale et transversale), puis vérifiés à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons :

- $1,35G+1,5Q$  (cas courant) ;
- $G+Q\pm E$  et  $0,8G\pm E$  (cas accidentel).

### VI.2.2- Etapes de calcul à l'ELU :

#### ❖ Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

#### a. **Section entièrement comprimée (SEC) :**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Comme on doit aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left( 0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Deux cas se présentent :

1<sup>er</sup> cas :

$$\text{Si : } N_u (d - c') - M_f < \left( 0.5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A'_s = \frac{N_u - \dots}{s} \times b \times h \times f_{bc}$$

$$A_s = 0. \text{ Avec : } = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}} \text{ Si : } N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

2<sup>ème</sup> cas :

$$\text{Si : } N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c')_s} \quad A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{s} - A'_s$$

### b. Section partiellement comprimée : (SPC)

$$e_u \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

$$(d - c) N_u - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

**Avec**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \rightarrow \text{moment fictif}$$

Si l'inégalité précédente est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Si } \mu_b < \mu_1 \text{ la section est simplement armée. (SSA)}$$

Si  $\mu_b > \mu_1$  la section est doublement armée (SDA)  
donc il faut calculer  $A_1$  et  $A'_1$ .

$$\mu_1 = 0,392$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par :  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{s}$  pour une SSA

Pour une section doublement armée

$$A_1 = \frac{M_r}{d_s} + \frac{M}{(d-c)_s} \quad A_1' = \frac{M}{(d-c)_s}$$

Avec  $M = M_f - M_r$   $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée

Finalement la section réelle d'armature est  $A_s' = A_1'$  ,  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{s}$

### VI.2.3.Recommandations du RPA : (zone IIa)

#### ❖ Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)

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  $40\phi$  (zone IIa),
  - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
  - Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement
- **Pourcentage total minimum :**  
Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8 %** de la section du béton (**0,8% x b x h**) :
    - Poteaux (40x50) :  $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 50 = 16 \text{cm}^2$
    - Poteaux (35x45) :  $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 45 = 12.6 \text{cm}^2$
    - Poteaux (30x40) :  $A_{min} = 0,008 \times 30 \times 40 = 9.6 \text{cm}^2$
    - Poteaux (30x30) :  $A_{min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{cm}^2$
  - **Pourcentage total maximum :**  
Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :
    - Zone courante
      - Poteaux (40x50) :  $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 50 = 80 \text{cm}^2$
      - Poteaux (35x45) :  $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{cm}^2$
      - Poteaux (30x40) :  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{cm}^2$
      - Poteaux (30x30) :  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{cm}^2$
    - Zone de recouvrement
      - Poteaux (40x50) :  $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 50 = 120 \text{cm}^2$
      - Poteaux (35x45) :  $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{cm}^2$
      - Poteaux (30x40) :  $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{cm}^2$
      - Poteaux (30x30) :  $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{cm}^2$

**Remarque :**

Le ferrailage des poteaux est résumé sous forme des tableaux.

- **Étages : RDC : (poteaux 40 x 50) :**

b= 40cm ; h= 50 cm ; d= 47,5 cm

Niv	Sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm <sup>2</sup> ]	Ainf [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage
RDC	Xx	Cou	1	1555.27	3.191	SEC	0	0	8HA20  A =25.13cm <sup>2</sup>
			2	131.71	1.412	SEC	0	0	
			3	611.76	14.728	SEC	0	0	
		Acc	1	1176.43	12.84	SEC	0	0	
			2	132.47	7.202	SEC	0	0	
			3	687.65	24.922	SEC	0	0	
	Yy	Cou	1	1555.27	0.231	SEC	0	0	
			2	131.71	0.735	SEC	0	0	
			3	477.58	12.44	SEC	0	0	
		Acc	1	1176.43	1.403	SEC	0	0	
			2	132.47	7.187	SEC	0	0	
			3	959.94	33.387	SEC	0	0	

- **Étages : 3.2 : (poteaux 35 x45) :**

b= 35 h=45 cm ; d= 42.5 cm

Niv	sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm <sup>2</sup> ]	Ainf [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage
2,3	Xx	Cou	1	1356.36	7.523	SEC	0	0	8HA16  A =16.08cm <sup>2</sup>
			2	356.73	1.99	SEC	0	0	
			3	476.91	19.989	SEC	0	0	
		Acc	1	1028.39	18.524	SEC	0	0	
			2	136.2	12.528	SEC	0	0	
			3	531.97	37.024	SEC	0	0	
	Yy	Cou	1	1356.36	1.019	SEC	0	0	
			2	356.73	17.333	SEC	0	0	
			3	489.63	21.325	SEC	0	0	
		Acc	1	1028.39	1.923	SEC	0	0	
			2	136.2	8.225	SEC	0	0	
			3	663.22	55.18	SEC	0	0	

• Étages : 4.5.6.7 (poteaux 30 x40)

b=30 h=40 cm ; d= 37.5 cm

Niv	sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm <sup>2</sup> ]	Ainf [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage
4.5.6.7	xx	Cou	1	1005.57	6.01	SEC	0	0	8HA14 A =12.31cm <sup>2</sup>
			2	153.63	1.206	SEC	0	0	
			3	326.25	18.098	SEC	0	0	
		Acc	1	765.02	18.385	SEC	0	0	
			2	111.25	16.696	SEC	0	0	
			3	232.21	40.883	SEC	0	0	
	yy	Cou	1	1005.57	2.119	SEC	0	0	
			2	153.63	21.955	SEC	0	0	
			3	201.66	32.66	SEC	0	0	
		Acc	1	765.02	2.869	SEC	0	0	
			2	111.25	10.421	SEC	0	0	
			3	101.71	63.24	SPC	0	1.24	

• Étages : 8.9.10 (poteaux 30 x30)

b= h= 30 cm ; d= 27.5cm

Niv	sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm <sup>2</sup> ]	Ainf [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage
8.9.10	xx	Cou	1	421.52	6.942	SEC	0	0	8HA12 A =9.05cm <sup>2</sup>
			2	29.25	2.325	SEC	0	0	
			3	79.48	24.848	SEC	0	0	
		Acc	1	315.49	5.981	SEC	0	0	
			W	37.07	16.072	SEC	0		
			3	57.89	37.882	SPC	0	0.83	
	yy	Cou	1	421.52	2.768	SEC	0	0	
			2	29.25	22.967	SEC	0	0	
			3	41.24	27.396	SEC	0	0	
		Acc	1	315.49	15.412	SEC	0	0	
			2	37.07	11.063	SPC	0	0.15	
			3	23.45	38.61	SPC	0	1.89	

**VI.2.4. Les armatures transversales**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

**VI.2.4.1. Diamètre des armatures transversales :**(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$\phi_l$  : Diamètre max des armatures longitudinales.(Art.7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi 8$ .  
Soit ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ).

**VI.2.4.1.2. Calcul des espacements :**

- **L'espacement des armatures transversales** (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$S_t \leq \min \{ 15 \phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} = \min \{ 15 \times 1,2 ; 40 \text{ cm} ; 30 + 10 \}$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm} \quad \text{Avec } a: \text{ est la petite dimension du poteau}$$

**Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$**

D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2)

- En zone nodale :

$$S_t < \min (10 \phi_L^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min (10 \times 1,2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} > S_t = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$S_t = 15 \times \phi_L^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \quad \mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$$

- **Délimitation de la zone nodale :**

$$\hat{L} = 2 \times h$$

$$\hat{h} = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}.$$

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : Hauteur entre nus des poutres.

**CAS DU RDC :**

$$\hat{h} = \max \{ 68, 40, 50, 60 \text{ cm} \} \quad \text{On aura : } \hat{h} = 61 \text{ cm}$$

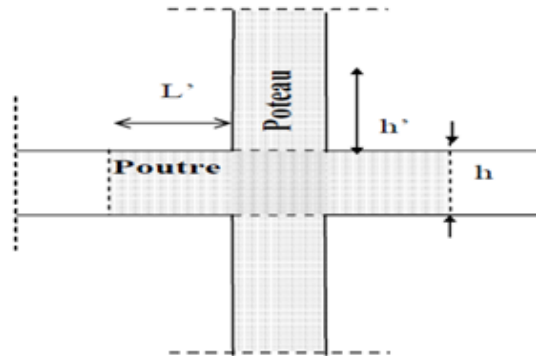
$$L' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

**CAS D'ETAGE COURANT :**

$$\hat{h} = \max\{44, 40, 50, 60\text{cm}\}$$

On aura :  $\hat{h} = 60\text{cm}$

$$L' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$



**VI.2.4.1.3. Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art.7.4.2.2)**

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

- Si  $\lambda_g \leq 5$  .....  $A_t^{min} = 0,3\% S_t \times b_1$
- Si  $3 < \lambda_g < 5$  .....  $A_t^{min} = 0,8\% S_t \times b_1$
- $3 < \lambda_g < 5$  ..... *interpoler entre les deux valeurs précédentes*

Avec :

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  = Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{avec: } l_f \text{ longueur de flambement du poteau}$$

$$l_f = 0,707 l_0 \quad \text{avec : } l_0 \text{ : hauteur libre du poteau.}$$

**❖ Poteaux (40 x 50)**

- RDC:

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.58}{0.4} = 6.32 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  ..... CV

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2 > 2.01 \text{ cm}^2$  ..... CNV

**❖ Poteaux (35x45) :**

- Etage 3,2:

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.66}{0.35} = 5.37 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  ..... CV

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2.02 \text{ cm}^2 > 2.01 \text{ cm}^2$  ..... CNV

❖ **Poteaux (30 x40) :**

- Etage 4.5.6.7 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.66}{0.30} = 6.26 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$ Zone courante :  $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$ ❖ **Poteaux (30 x30) :**

- Etage 8.9.10 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.66}{0.30} = 6.27 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$ Zone courante :  $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$ **Remarque :**

On remarque que la condition du RPA sur la section minimale n'est pas vérifiée dans la zone courante, donc nous avons le choix entre, augmenter le diamètre des cadres, on optant pour les HA10, ou bien diminuer l'écartement  $S_t$  à 12cm, et pour des raisons de mise en œuvre, nous avons opté pour le deuxième choix.

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,003 \times 12 \times 50 = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$ **VI .2.5. Vérifications à l'ELS****VI.2.5.1. Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa}$ Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions **x-x** et **y-y**.

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

• **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcul l'aire de la section homogène totale :  $S = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \times (0.5 \times h - d') - A_s (d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15[A'_s (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5 \times h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie :  $\max(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

### Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

- **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c \quad \text{Avec :}$$

$y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : 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 à déterminer par l'équation suivante :  $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

Avec

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)$$

$$q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

Si  $\Delta \geq 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}.$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul alors : } \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}, \quad \text{puis } a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

- Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right).$$

$$2) y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right).$$

$$3) y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

On retiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 \left[ A_s (d - y_1)^2 + A_s' (y_1 - c')^2 \right]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \sigma_{bc}$$

Les contraintes obtenues sont :

$\sigma_{bs}$  : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{ss}$  : Contrainte max dans les aciers supérieure.

$\sigma_{bi}$  : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{si}$  : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Les 33 contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

➤ Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant :

Etage	Section adoptée $\text{cm}^2$	Sens	$N_s$ [kN]	$M_s$ [kN.m]	$\sigma_{bs}$ [MPa]	$\sigma_{bi}$ [MPa]	$\sigma_{ss}$ [MPa]	$\sigma_{si}$ [MPa]	obs
RDC, (40x50) $\text{cm}^2$	25.13	Xx	1134.63	2.319	4.89	4.66	73.1	70.1	CV
			95.69	1.027	0.45	0.36	6.62	5.44	
			447.6	10.744	2.34	1.43	34.2	22.1	
		Yy	1134.63	0.17	4.8	4.75	71.9	71.3	
			95.69	0.535	0.43	0.38	6.35	5.72	
			349.6	9.064	1.85	1.09	27.1	16.9	
2.3 (35x45) $\text{cm}^2$	16.08	Xx	989.45	5.468	5.81	5.09	86.4	76.9	CV
			261.08	1.462	1.53	1.34	22.8	20.3	
			349.02	14.581	2.84	1	40.8	16.6	
		Yy	989.45	0.748	5.52	5.38	82.6	80.8	
			261.08	12.5	2.23	0.65	31.9	11	
			358.23	15.517	2.95	1	42.3	16.6	
4.5.6.7 (30x40) $\text{cm}^2$	12.31	Xx	733.76	4.361	5.71	4.89	84,7	74.3	CV
			112.461	0.87	0,89	0.73	13.2	11.1	
			245.33	16.906	3.36	0.19	46.8	6.37	
		Yy	733.76	1.551	5.44	5.15	81,3	77.6	
			112.45	15.96	2.48	0	33.1	-13.8	
			147.63	23.789	3.65	0	48.1	-27.4	
8.9.10 (30x30) $\text{cm}^2$	9.05	Xx	301.35	5.038	3,78	2,04	54,1	33,2	CV
			21.49	1.68	0,51	0	6,7	-0,74	
			58.64	18.12	4,97	0	54,4	-107,3	
		Yy	301.35	2.027	3,26	2,56	47,8	39,5	
			21.49	16.786	4,43	0	44,6	-130,8	
			30.42	19.979	5,31	0	54,1	-151,1	

**Conclusion :**

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

**VI.2.5.2. Vérification contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)**

On doit vérifier :  $\tau_b$  :  $\bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \rho_b = 0.075 & \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 & \rho_b = 0.04 & \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{b d}$$

- **Poteaux RDC (40x50) :**

- **Sens x-x :**

$$b = \frac{3.86 \times 10^3}{400 \times 475} = 0,02 \text{ MPa}$$

- **Sens y-y :**

$$b = \frac{5.68 \times 10^3}{400 \times 475} = 0,02 \text{ MPa}$$

- **Poteaux étages 2.3 (35x45) :**

- **Sens x-x :**

$$b = \frac{10.89 \times 10^3}{350 \times 425} = 0.07 \text{ MPa}$$

- **Sens y-y :**

$$b = \frac{10 \times 10^3}{350 \times 425} = 0.06 \text{ MPa}$$

- **Poteaux étages 4.5.6.7 (30x40) :**

- **Sens x-x :**

$$b = \frac{16.5 \times 10^3}{300 \times 375} = 0.16 \text{ MPa}$$

- **Sens y-y :**

$$b = \frac{11.31 \times 10^3}{300 \times 375} = 0.10 \text{ MPa}$$

• Poteaux étages 8.9.10 (30x30) :

▪ Sens x-x :

$$b = \frac{13.83 \times 10^3}{300 \times 275} = 0.16 \text{ MPa}$$

▪ Sens y-y :

$$b = \frac{12.49 \times 10^3}{300 \times 275} = 0.15 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

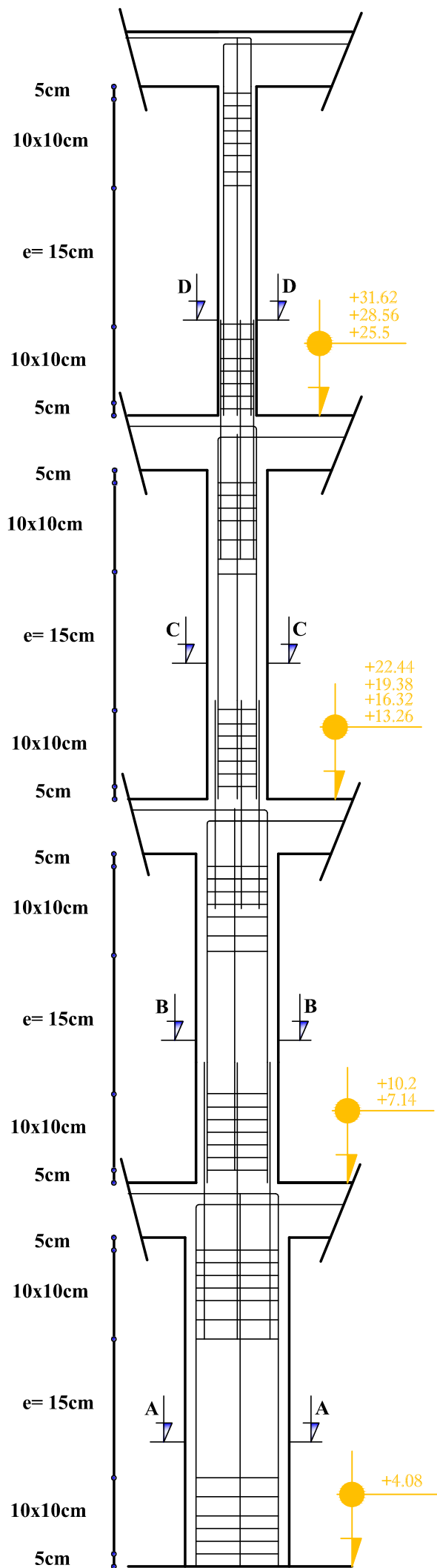
Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

**VI.2.5.3. Condition de non fragilité :**

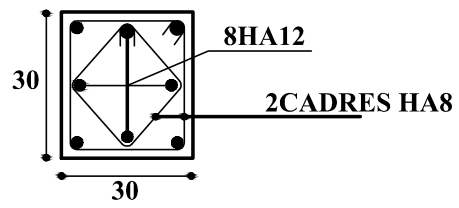
$$A_s \quad A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

Etage	Sens	N <sub>s</sub> [kN]	M <sub>s</sub> [kN.m]	e <sub>s</sub> [m]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A adoptée [cm <sup>2</sup> ]	Obs
RDC (40x50) cm <sup>2</sup>	xx	1134.63	2.319	0.0020	5.64	25.13	CV
		95.69	1.027	0.0107	5.65		
		447.6	10.744	0.0240	5.65		
	yy	1134.63	0.17	0.0001	5.64		
		95.69	0.535	0.0055	5.64		
		349.6	9.064	0.0259	5.65		
2.3 (35x45) cm <sup>2</sup>	xx	989.45	5.468	0.0055	4.42	16.08	CV
		261.08	1.462	0.0054	4.42		
		349.02	14.581	0.0417	4.43		
	yy	989.45	0.748	0.0007	4.42		
		261.08	12.5	0.0478	4.43		
		358.23	15.517	0.0433	4.43		
4.5.6.7 (30x40) cm <sup>2</sup>	xx	733.76	4.361	0.0059	3.34	12.31	CV
		112.461	0.87	0.0077	3.34		
		245.33	16.906	0.0689	3.36		
	yy	733.76	1.551	0.0021	3.34		
		112.45	15.96	0.1419	3.38		
		147.63	23.789	0.1611	3.38		
8.9.10 (30x30) cm <sup>2</sup>	xx	301.35	5.038	0.0167	2.45	9.05	CV
		21.49	1.68	0.0781	2.47		
		58.64	18.12	0.3090	2.54		
	yy	301.35	2.027	0.0067	2.45		
		21.49	16.786	0.7811	2.71		
		30.42	19.979	0.6567	2.66		

PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX

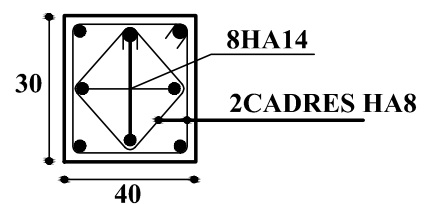


Coupe D-D



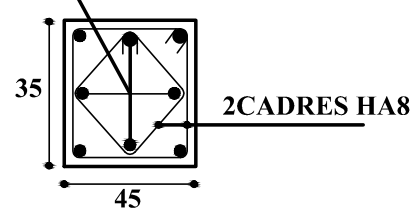
NIV : 8 , 9 , 10  
Figure 04

Coupe C-C



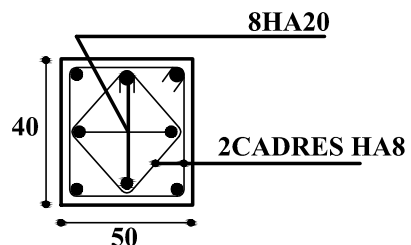
NIV : 4 , 5 , 6 , 7  
Figure 03

Coupe B-B



NIV : 2,3  
Figure 02

Coupe A-A



NIV : RDC  
Figure 01

Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX

Dessiné par :	Mlle. MEKSEM Tinhinane Mr. MAHMOUDI Abbas	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. kheloui.	Echelle :

### VIII.1. Introduction

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement qui reprennent des charges verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitations) et charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Le calcul se fera avec la méthode des tronçons de la RDM.

### VIII.2. Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M).

**N.B :** pour notre cas les valeurs des contraintes seront extraites de logiciel de calcul ETABS.

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :

#### a) Ferraillage de la section entièrement comprimée

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

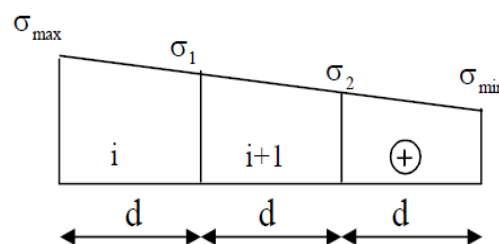
La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

**B :** section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle :  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$

Situation courante :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$



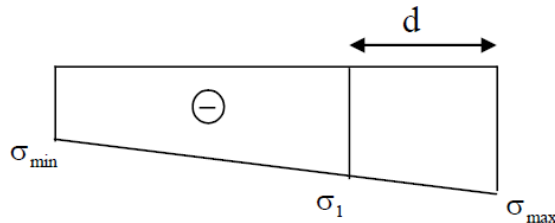
✓ Armatures minimales

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

**b) Ferrailage de la section entièrement tendue**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**e** : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ **ARMATURES VERTICALES MINIMALES**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_c} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

**B** : section du tronçon considéré

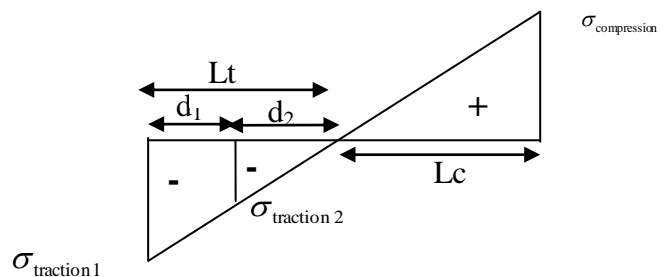
**c) Ferrailage de la section partiellement comprimée**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction1}} + \sigma_{\text{traction2}}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction1}}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\text{compression}}}{\sigma_{\text{traction}} + \sigma_{\text{compression}}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$



La section d'armature est égale à :  $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

➤ **Armatures verticales minimales**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

**Exigences du RPA 99 révisé 2003**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile **15 %**
- En ZONE COURANTES **0.10 %**

➤ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ.

D'après le BEAL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

➤ **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'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times T}{f_e}$$

$$T = 1,4 \cdot L \cdot V_u$$

T : Effort tranchant au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité des voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$

➤ Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $(0.1)$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à  $(15 \text{ cm})$ .

➤ **Longueur de recouvrement :**

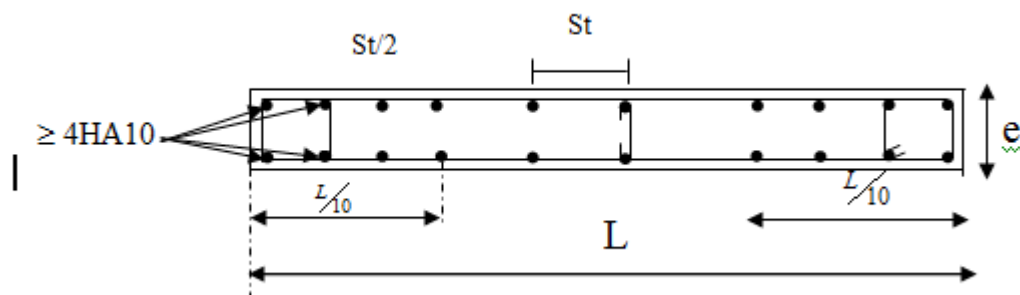
Elles doivent être égales à :

$40\Phi$  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.

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $0,10$  de l'épaisseur du voile.



### VIII.3. Vérifications

#### ❖ Vérification à L'ELS

Pour cet état, il est considéré :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée (verticales).

#### ❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

1- Selon le RPA99 (version 2003)

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

2- Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement.

➤ Les résultats de calculs se résument sous forme des tableaux.

## ➤ Ferraillage de voile VL3, VL4

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	5.51	5.51	5.51	5.51	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	1.102	1.102	1.102	1.102	
Ferrailage des voiles	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	7439.7	6373.6	4623.13	4926.17	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-10399.49	-9247.95	-7242.06	-5397.5	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	V <sub>u</sub> (kN)	105.32	37.02	62.58	107.71	
	L <sub>t</sub> (m)	3.21	3.26	3.36	2.88	
	L <sub>c</sub> (m)	2.30	2.25	2.15	2.63	
	d (m)	1.606	1.631	1.682	1.440	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5199.745	4623.975	3621.030	2698.750	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	2505.31	2262.45	1826.68	1166.18
		N <sub>2</sub>	835.104	754.151	608.893	388.725
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>62.63</b>	<b>56.56</b>	<b>45.67</b>	<b>29.15</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>20.88</b>	<b>18.85</b>	<b>15.22</b>	<b>9.72</b>
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		4.05	1.43	2.41	4.15
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>63.65</b>	<b>56.92</b>	<b>46.27</b>	<b>30.19</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>20.88</b>	<b>19.21</b>	<b>15.82</b>	<b>10.75</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		16.86	17.13	17.66	15.12
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	<b>64.32</b>	<b>64.32</b>	<b>49.28</b>	<b>30.8</b>
		Bande 2	<b>22.6</b>	<b>22.6</b>	<b>18.08</b>	<b>18.08</b>
	Choix des barres	Bande1	<b>2X16HA16</b>	<b>2X16HA16</b>	<b>2X16HA14</b>	<b>2X10HA14</b>
		Bande 2	<b>2X10HA12</b>	<b>2X10HA12</b>	<b>2X8HA12</b>	<b>2X8HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10 cm	10 cm	10 cm	14cm	
	Bande 2	16cm	16cm	17cm	18cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		9.64	9.79	10.09	8.64	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		16.08	16.08	12.32	7.70	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>10HA12/nappe</b>	<b>10HA12/nappe</b>	<b>10HA12/nappe</b>	<b>10HA12/nappe</b>	
ep =20cm		<b>(A=11.03cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=11.03cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=11.03cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=11.03cm<sup>2</sup>)</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA12/m<sup>2</sup></b>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.106	0.037	0.063	0.109
		$\tau_b$ (MPa)	0.149	0.052	0.088	0.152
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	-937.71	-977.99	737.69	305.66
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>-7.6E-01</b>	<b>-7.9E-01</b>	<b>6.1E-01</b>	<b>2.6E-01</b>

➤ Ferraillage de voile : VL7, VL8

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.09	2.09	2.09	2.09	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.418	0.418	0.418	0.418	
Ferrailage des voiles	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5274.36	6284.89	6055.53	6503.36	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7029.4	-7328.18	-6547.51	-7528.28	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		17.69	50.52	69.35	108.71
	L <sub>t</sub> (m)		1.19	1.13	1.09	1.12
	L <sub>c</sub> (m)		0.90	0.96	1.00	0.97
	d (m)		0.597	0.563	0.543	0.561
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3514.700	3664.090	3273.755	3764.140
	N (kN)	N <sub>1</sub>	629.52	618.36	533.19	633.13
		N <sub>2</sub>	209.838	206.121	177.731	211.042
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	15.74	15.46	13.33	15.83
		A <sub>v2</sub>	5.25	5.15	4.44	5.28
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		0.68	1.95	2.67	4.19
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	15.91	15.95	14.00	16.87
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	5.25	5.64	5.11	6.32
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6.27	5.91	5.70	5.89
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	18.08	18.08	18.08	18.08
		Bande 2	9.04	9.04	9.04	9.04
	Choix des barres	Bande1	2X8HA12	2X8HA12	2X8HA12	2X8HA12
		Bande 2	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12
S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	6 cm	6 cm	6 cm	6 cm	
	Bande 2	15cm	15cm	15cm	15cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		3.58	3.38	3.26	3.36	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4.52	4.52	4.52	4.52	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		6HA10/nappe	6HA10/nappe	6HA10/nappe	6HA10/nappe	
ep =20cm		(A=4.68cm <sup>2</sup> )	(A=4.68cm <sup>2</sup> )	(A=4.68cm <sup>2</sup> )	(A=4.68cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA10/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.047	0.134	0.184	0.289
		$\tau_b$ (MPa)	0.066	0.188	0.258	0.405
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	-937.71	-977.99	737.69	305.66
$\sigma_b$ (MPa)		-2.0E+00	-2.1E+00	1.6E+00	6.7E-01	

➤ Ferraillage de voile : VL5

Zones		Zone I	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.25	
	e (m)	0.2	
	B (m)	0.65	
Ferrailage des voiles	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4661.37	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6072.81	
	<b>Nature de la section</b>		<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)	11.03	
	L <sub>t</sub> (m)	1.84	
	L <sub>c</sub> (m)	1.41	
	d (m)	0.919	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3036.405	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	837.44
		N <sub>2</sub>	279.148
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>20.94</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>6.98</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0.42
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>21.04</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>6.98</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		9.65
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	<b>24.64</b>
		Bande 2	<b>9.04</b>
	Choix des barres	Bande1	<b>2X8HA14</b>
		Bande 2	<b>2X4HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	12 cm	
	Bande 2	23cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		5.52	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6.16	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>8HA10/nappe</b>	
ep =20cm		(A=6.24cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		Epingle de HA 10/m <sup>2</sup>
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.019
		$\tau_b$ (MPa)	0.026
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	-934.9
$\sigma_b$ (MPa)		<b>-1.3E+00</b>	

➤ Ferrailage de voile : VT1, VT10

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.51	4.51	4.51	4.51	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.902	0.902	0.902	0.902	
Ferrailage des voiles	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4837.47	4176.97	2719.27	485.74	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6559.27	-5851.87	-4074.03	-1060.7	
	<b>Nature de la section</b>		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)	28.32	1.21	1.17	1.54	
	L <sub>t</sub> (m)	2.60	2.63	2.70	3.09	
	L <sub>c</sub> (m)	1.91	1.88	1.81	1.42	
	d (m)	1.298	1.316	1.352	1.547	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3279.635	2925.935	2037.015	530.350	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1276.93	1154.99	826.43	246.09
		N <sub>2</sub>	425.644	384.995	275.476	82.029
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>31.92</b>	<b>28.87</b>	<b>20.66</b>	<b>6.15</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>10.64</b>	<b>9.62</b>	<b>6.89</b>	<b>2.05</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		1.09	0.05	0.05	0.06
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>32.20</b>	<b>28.89</b>	<b>20.67</b>	<b>6.17</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>10.64</b>	<b>9.64</b>	<b>6.90</b>	<b>2.07</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		13.63	13.82	14.20	16.24
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	<b>30.8</b>	<b>30.8</b>	<b>24.64</b>	<b>18.48</b>
		Bande 2	<b>18.08</b>	<b>18.08</b>	<b>18.08</b>	<b>18.08</b>
	Choix des barres	Bande1	<b>2X10HA14</b>	<b>2X10HA14</b>	<b>2X8HA14</b>	<b>2X6HA14</b>
		Bande 2	<b>2X8HA12</b>	<b>2X8HA12</b>	<b>2X8HA12</b>	<b>2X8HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	13 cm	13 cm	16 cm	20 cm	
	Bande 2	17cm	17cm	17cm	20cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		7.79	7.89	8.11	9.28	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		7.70	7.70	6.16	4.62	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>8HA12/nappe</b>	<b>8HA12/nappe</b>	<b>8HA12/nappe</b>	<b>8HA12/nappe</b>	
ep =20cm		<b>(A=9.04cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=9.04cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=9.04cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=9.04cm<sup>2</sup>)</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA12/m<sup>2</sup></b>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.035	0.001	0.001	0.002
		$\tau_b$ (MPa)	0.049	0.002	0.002	0.003
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1800.34	1716.75	1404.56	611.33
$\sigma_b$ (MPa)		<b>1.8E+00</b>	<b>1.8E+00</b>	<b>1.5E+00</b>	<b>6.4E-01</b>	

➤ Ferraillage de voile : VT2, VT11

	Zones	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.06	4.06	4.06	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.812	0.812	0.812	
Ferrailage des voiles	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4791.3	3243.19	5291.55	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6721.89	-5001.93	-5916.57	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	V <sub>u</sub> (kN)	17.02	26.72	39.3	
	L <sub>t</sub> (m)	2.37	2.46	2.14	
	L <sub>c</sub> (m)	1.69	1.60	1.92	
	d (m)	1.185	1.232	1.072	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3360.945	2500.965	2958.285	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1195.02	923.99	951.03
		N <sub>2</sub>	398.339	307.995	317.010
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>29.88</b>	<b>23.10</b>	<b>23.78</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>9.96</b>	<b>7.70</b>	<b>7.93</b>
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		0.66	1.03	1.51
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>30.04</b>	<b>23.36</b>	<b>24.15</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>10.12</b>	<b>7.96</b>	<b>8.30</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		12.44	12.93	11.25
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	<b>30.8</b>	<b>24.64</b>	<b>24.64</b>
		Bande 2	<b>13.56</b>	<b>13.56</b>	<b>13.56</b>
	Choix des barres	Bande1	<b>2X10HA14</b>	<b>2X8HA14</b>	<b>2X8HA14</b>
		Bande 2	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	12 cm	15 cm	14cm	
	Bande 2	20cm	20cm	18cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		7.11	7.39	6.43	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		7.70	6.16	6.16	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>8HA12/nappe</b>	<b>8HA12/nappe</b>	<b>6HA12/nappe</b>	
ep =20cm		(A=9.04cm <sup>2</sup> )	(A=9.04cm <sup>2</sup> )	(A=6.78cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		3 Epingles HA12/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.023	0.037	0.054
		$\tau_b$ (MPa)	0.033	0.051	0.075
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1859.81	1425.13	639.38
$\sigma_b$ (MPa)		<b>2.1E+00</b>	<b>1.6E+00</b>	<b>7.4E-01</b>	

➤ Ferraillage de voile : VT3, VT8

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.9	1.9	1.9	1.9		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.38	0.38	0.38	0.38		
Ferrailage des voiles	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2898.42	2003.59	2478.94	5741.62		
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5585.56	-5108.55	-5169.9	-6649.62		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)		2.37	15.43	23.82	30.7	
	L <sub>t</sub> (m)		1.25	1.36	1.28	1.02	
	L <sub>c</sub> (m)		0.65	0.54	0.62	0.88	
	d (m)		0.625	0.682	0.642	0.510	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2792.780	2554.275	2584.950	3324.810	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	524.02	522.89	497.95	508.50	
		N <sub>2</sub>	174.674	174.296	165.983	169.501	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	13.10	13.07	12.45	12.71	
		A <sub>v2</sub>	4.37	4.36	4.15	4.24	
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		0.09	0.59	0.92	1.18	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	13.12	13.22	12.68	13.01	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	4.37	4.51	4.38	4.53	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6.57	7.16	6.74	5.35	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	13.56	13.56	13.56	13.56	
		Bande 2	9.04	9.04	9.04	9.04	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2X6HA12	2X6HA12	2X6HA12	2X6HA12
			Bande 2	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12
S <sub>t</sub> (cm)		Bande1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	14cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		3.75	4.09	3.85	3.06		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3.39	3.39	3.39	3.39		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		6HA10/nappe	6HA10/nappe	6HA10/nappe	6HA10/nappe		
ep =20cm		(A=4.68cm <sup>2</sup> )	(A=4.68cm <sup>2</sup> )	(A=4.68cm <sup>2</sup> )	(A=4.68cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA10/m <sup>2</sup>				
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.007	0.045	0.070	0.090	
		$\tau_b$ (MPa)	0.010	0.063	0.098	0.126	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1187.2	1733.02	1364.98	590.77	
$\sigma_b$ (MPa)		2.9E+00	4.2E+00	3.3E+00	1.4E+00		

Ferraillage de voile : VT4, VT9

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.55	1.55	1.55	1.55	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.31	0.31	0.31	0.31	
Ferrailage des voiles	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	19239	2564.74	3442.37	4297.1	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5491.04	-5839.14	-5931.84	-5709.42	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	V <sub>u</sub> (kN)	1.29	4.44	7.19	9.54	
	L <sub>t</sub> (m)	0.34	1.08	0.98	0.88	
	L <sub>c</sub> (m)	1.21	0.47	0.57	0.67	
	d (m)	0.172	0.538	0.490	0.442	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2745.520	2919.570	2965.920	2854.710	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	141.74	471.64	436.35	378.70
		N <sub>2</sub>	47.245	157.213	145.451	126.233
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>3.54</b>	<b>11.79</b>	<b>10.91</b>	<b>9.47</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>1.18</b>	<b>3.93</b>	<b>3.64</b>	<b>3.16</b>
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		0.05	0.17	0.28	0.37
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>3.56</b>	<b>11.83</b>	<b>10.98</b>	<b>9.56</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>1.18</b>	<b>3.97</b>	<b>3.71</b>	<b>3.25</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		1.81	5.65	5.15	4.64
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	<b>6.78</b>	<b>13.56</b>	<b>13.56</b>	<b>13.56</b>
		Bande 2	<b>3.12</b>	<b>6.24</b>	<b>6.24</b>	<b>6.24</b>
	Choix des barres	Bande1	<b>2X3HA12</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>
		Bande 2	<b>2X2HA10</b>	<b>2X4HA10</b>	<b>2X4HA10</b>	<b>2X4HA10</b>
S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	6 cm	10 cm	9 cm	8 cm	
	Bande 2	10cm	13cm	12cm	11cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1.03	3.23	2.94	2.65	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		1.70	3.39	3.39	3.39	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>3HA10/nappe</b>	<b>6HA10/nappe</b>	<b>6HA10/nappe</b>	<b>6HA10/nappe</b>	
ep =20cm		(A=2.34cm <sup>2</sup> )	(A=4.68cm <sup>2</sup> )	(A=4.68cm <sup>2</sup> )	(A=4.68cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA10/m<sup>2</sup></b>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.005	0.016	0.026	0.034
		$\tau_b$ (MPa)	0.006	0.022	0.036	0.048
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1709.2	1539.7	1228.22	591.04
$\sigma_b$ (MPa)		<b>5.3E+00</b>	<b>4.5E+00</b>	<b>3.6E+00</b>	<b>1.7E+00</b>	

Ferraillage de voile : VT5, VT7

	Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		4.05	4.05	4.05	4.05
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.81	0.81	0.81	0.81
Ferrailage des voiles	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4047.23	4176.03	3033.08	5370.15
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-5695.98	-5975.59	-4542.96	-5755.51
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		0.29	12.04	18.4	23.09
	L <sub>t</sub> (m)		2.37	2.38	2.43	2.10
	L <sub>c</sub> (m)		1.68	1.67	1.62	1.95
	d (m)		1.184	1.192	1.214	1.048
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2847.990	2987.795	2271.480	2877.755
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1011.47	1068.42	827.47	904.39
		N <sub>2</sub>	337.155	356.140	275.823	301.465
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>25.29</b>	<b>26.71</b>	<b>20.69</b>	<b>22.61</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>8.43</b>	<b>8.90</b>	<b>6.90</b>	<b>7.54</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0.01	0.46	0.71	0.89
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>25.29</b>	<b>26.83</b>	<b>20.86</b>	<b>22.83</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>8.43</b>	<b>9.02</b>	<b>7.07</b>	<b>7.76</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		12.43	12.52	12.75	11.00
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	<b>27.12</b>	<b>27.12</b>	<b>22.6</b>	<b>22.6</b>
		Bande 2	<b>13.56</b>	<b>13.56</b>	<b>13.56</b>	<b>13.56</b>
	Choix des barres	Bande1	<b>2X12HA12</b>	<b>2X12HA12</b>	<b>2X10HA12</b>	<b>2X10HA12</b>
		Bande 2	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10 cm	10 cm	12 cm	10 cm	
	Bande 2	20cm	20cm	20cm	20cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		7.10	7.15	7.29	6.29	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6.78	6.78	5.65	5.65	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>8HA12/nappe</b>	<b>8HA12/nappe</b>	<b>8HA12/nappe</b>	<b>8HA12/nappe</b>	
ep =20cm		<b>(A=9.04cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=9.04cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=9.04cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=9.04cm<sup>2</sup>)</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA12/m<sup>2</sup></b>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.000	0.017	0.025	0.032
		$\tau_b$ (MPa)	0.001	0.023	0.035	0.044
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1497.24	2008.06	1568.11	658.68
$\sigma_b$ (MPa)		<b>1.7E+00</b>	<b>2.3E+00</b>	<b>1.8E+00</b>	<b>7.6E-01</b>	

Ferrailage de voile : VT6

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.19	4.19	4.19	4.19		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.838	0.838	0.838	0.838		
Ferrailage des voiles	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	6604.6	5776.13	3858.88	3270.92		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-9116.8	-8069.89	-5927.01	-3512.53		
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>		
	V <sub>u</sub> (kN)	0.17	0.42	1.18	1.26		
	L <sub>t</sub> (m)	2.43	2.44	2.54	2.17		
	L <sub>c</sub> (m)	1.76	1.75	1.65	2.02		
	d (m)	1.215	1.221	1.269	1.085		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4558.400	4034.945	2963.505	1756.265		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1661.38	1478.04	1128.10	571.56	
		N <sub>2</sub>	553.793	492.679	376.032	190.521	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>41.53</b>	<b>36.95</b>	<b>28.20</b>	<b>14.29</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>13.84</b>	<b>12.32</b>	<b>9.40</b>	<b>4.76</b>	
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		0.01	0.02	0.05	0.05	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>41.54</b>	<b>36.95</b>	<b>28.21</b>	<b>14.30</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>13.84</b>	<b>12.32</b>	<b>9.41</b>	<b>4.78</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		12.76	12.82	13.32	11.39	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	<b>43.12</b>	<b>36.96</b>	<b>30.8</b>	<b>18.08</b>	
		Bande 2	<b>18.08</b>	<b>13.56</b>	<b>13.56</b>	<b>13.56</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	<b>2X14HA14</b>	<b>2X12HA14</b>	<b>2X10HA14</b>	<b>2X8HA12</b>
			Bande 2	<b>2X8HA12</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bande1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bande 2	15cm	20cm	20cm	18cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		7.29	7.33	7.61	6.51		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		10.78	9.24	7.70	4.52		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>8HA12/nappe</b>	<b>8HA12/nappe</b>	<b>8HA12/nappe</b>	<b>8HA12/nappe</b>		
ep =20cm		(A=9.04cm <sup>2</sup> )	(A=9.04cm <sup>2</sup> )	(A=9.04cm <sup>2</sup> )	(A=9.04cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA12/m<sup>2</sup></b>				
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.000	0.001	0.002	0.002	
		$\tau_b$ (MPa)	0.000	0.001	0.002	0.002	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2469.57	2242.62	1728.14	691.18	
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>2.7E+00</b>	<b>2.5E+00</b>	<b>1.9E+00</b>	<b>7.8E-01</b>	

➤ Tableau de ferraillage final des voiles :

Le ferraillage final adopté pour les voiles est donné par le tableau suivant :

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
voiles					
VL3 VL4	<b>Bande 1</b>	<b>2X16HA16</b>	<b>2X16HA16</b>	<b>2X16HA14</b>	<b>2X16HA14</b>
	<b>Bande 2</b>	<b>2X10HA12</b>	<b>2X10HA12</b>	<b>2X8HA12</b>	<b>2X8HA12</b>
VL7 VL8	<b>Bande 1</b>	<b>2X8HA12</b>	<b>2X8HA12</b>	<b>2X8HA12</b>	<b>2X8HA12</b>
	<b>Bande 2</b>	<b>2X4HA12</b>	<b>2X4HA12</b>	<b>2X4HA12</b>	<b>2X4HA12</b>
VL5	<b>Bande 1</b>	<b>2X8H114</b>			
	<b>Bande 2</b>	<b>2XHA12</b>			
VT1 VT10	<b>Bande 1</b>	<b>2X10HA14</b>	<b>2X10HA14</b>	<b>2X8HA12</b>	<b>2X6HA14</b>
	<b>Bande 2</b>	<b>2X8HA12</b>	<b>2X8HA12</b>	<b>2X8HA12</b>	<b>2X8HA12</b>
VT2 VT11	<b>Bande 1</b>		<b>2X10HA14</b>	<b>2X8HA14</b>	<b>2X8HA14</b>
	<b>Bande 2</b>		<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>
VT3 VT8	<b>Bande 1</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>
	<b>Bande 2</b>	<b>2X4HA12</b>	<b>2X4HA12</b>	<b>2X4HA12</b>	<b>2X4HA12</b>
VT4 VT9	<b>Bande 1</b>	<b>2X3HA12</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X4HA12</b>	<b>2X4HA12</b>
	<b>Bande 2</b>	<b>2X2HA10</b>	<b>2X4HA10</b>	<b>2X4HA10</b>	<b>2X4HA10</b>
VT5 VT7	<b>Bande 1</b>	<b>2X12HA12</b>	<b>2X12HA12</b>	<b>2X10HA12</b>	<b>2X10H112</b>
	<b>Bande 2</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>
VT6	<b>Bande 1</b>	<b>2X14HA14</b>	<b>2X12HA14</b>	<b>2X10HA14</b>	<b>2X8HA12</b>
	<b>Bande 1</b>	<b>2X8HA12</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>	<b>2X6HA12</b>

➤ Ferrailage de voile avec ouverture : VL1, VL2, VL3, VL4 :

**A-Ferrailage de trumeaux :**

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.15	1.15	1.15	1.15		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.23	0.23	0.23	0.23		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3830.36	4340.16	4080.4	4408.42		
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4806.56	-5230.28	-5040.12	-5345.57		
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>		
	V <sub>u</sub> (kN)	12.43	25.38	40.64	91.12		
	L <sub>t</sub> (m)	0.64	0.63	0.64	0.63		
	L <sub>c</sub> (m)	0.51	0.52	0.51	0.52		
	d (m)	0.320	0.314	0.318	0.315		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2403.280	2615.140	2520.060	2672.785		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	230.71	246.53	240.23	252.68	
		N <sub>2</sub>	76.904	82.178	80.076	84.225	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>5.77</b>	<b>6.16</b>	<b>6.01</b>	<b>6.32</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>1.92</b>	<b>2.05</b>	<b>2.00</b>	<b>2.11</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		0.48	0.98	1.56	3.51	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>5.89</b>	<b>6.41</b>	<b>6.40</b>	<b>7.19</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>1.92</b>	<b>2.30</b>	<b>2.39</b>	<b>2.98</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3.36	3.30	3.34	3.31	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	<b>6.78</b>	<b>6.78</b>	<b>6.78</b>	<b>9.04</b>	
		Bande 2	<b>4.52</b>	<b>4.52</b>	<b>4.52</b>	<b>4.52</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	× 2 X3HA12	× 2 3HA12	× 2 3HA12	× 2 4HA12
			Bande 2	× 2 2HA12	× 2 2HA12	× 2 2HA12	× 2 2HA12
S <sub>t</sub> (cm)		Bande1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bande 2	16cm	16cm	16cm	16cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande			1.92	1.89	1.91	1.89	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )			1.70	1.70	1.70	2.26	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )			4HA10/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe	
ep =20cm		(A=3.14cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )	(A=3.14cm <sup>2</sup> )	(A=3.14cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.060	0.123	0.196	0.440	
		$\tau_b$ (MPa)	0.084	0.172	0.275	0.616	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	-397.03	-1745.53	888.35	888.35	
$\sigma_b$ (MPa)		<b>-1.6E+00</b>	<b>-7.1E+00</b>	<b>3.6E+00</b>	<b>3.5E+00</b>		

**B-Etude 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 seront donnés directement par le fichier résultat.

**B-1. Etapes de calcul (méthode exposée au RPA99revise2003) :****a-Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}, \text{ avec : } V = 1,4 \cdot V_{U, \text{CALCUL}}$$

$$\text{ou bien : } \tau_b = 1,4 \times \tau_{u \text{ calcul}}$$

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur du linteau ou du voile.

**d** : Hauteur utile (d = 0.9 h).

**h** : Hauteur totale de la section brute

**b-Ferraillage des linteaux :**

**Premier cas :**  $\tau_b \leq 0,06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) ils devront 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 :

$$A_l = \frac{M}{z \times f_e}$$

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 ( $\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$ )

$$\text{avec : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

D'ou : **S<sub>t</sub>** : espacement des cours d'armatures transversales.

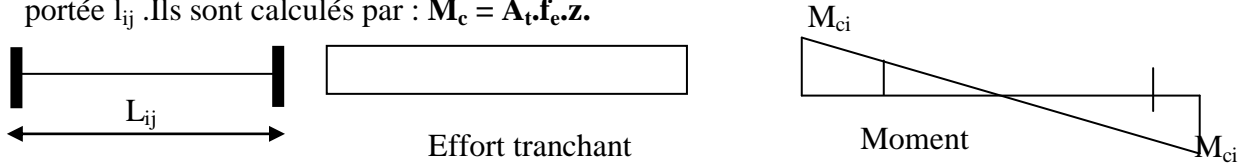
**A<sub>t</sub>** : section d'un cours d'armatures transversales.

**Deuxième sous cas :**

Linteaux longs ( $\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$ ) avec :  $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e}$  et  $V = \min (V_1, V_2)$

D'où :  $V_1 = 2 V_{u \text{ calcul}}$        $V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

$M_{ci}$  et  $M_{cj}$  : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée  $l_{ij}$ . Ils sont calculés par :  $M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$ .



$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

**Deuxième cas :**  $\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrillages 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 :  $A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$

Avec :  $\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$  et  $V = V_{\text{calculé}}$

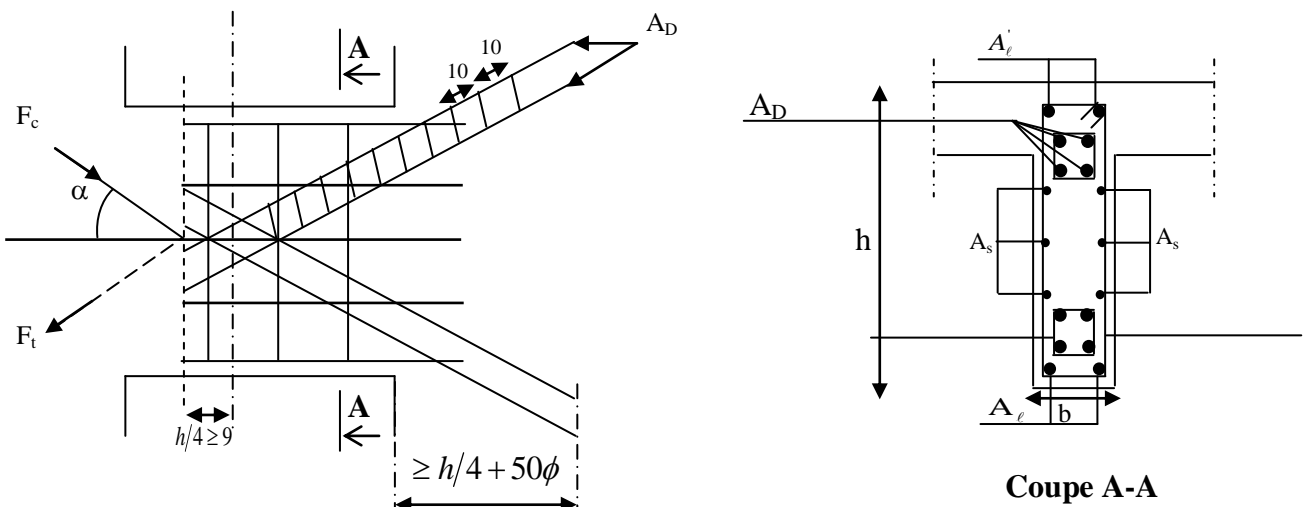


Fig V.1 : Schéma ferraillage du linteau.

✚ **Ferraillage minimal :**

▪ **Armatures longitudinales :**

$$A_l, A'_l \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$$

▪ **Armatures transversales :**

$$\begin{cases} A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t & \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t & \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28} \end{cases}$$

▪ **Armatures de diagonales :**

$$\begin{cases} A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h & \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28} \\ A_D = 0 & \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28} \end{cases}$$

▪ **Armature de peau :**

$$A_c \geq 0.2\% \cdot b \cdot h$$

▪ **Ancrage rectiligne :** Nous devons avoir :  $L_d = (h/4) + 50 \phi$

**B. Exemple de calcul :**

**Zone I) :** Les caractéristiques géométriques du Linteau sont données comme suite :  
**h = 1,88 m ; b = 0.2 m ; L = 1.20 m**

Dans le calcul du ferraillage du linteau, l'effort tranchant par logiciel (**ETABS**) : Vu doit être majoré de 1,4.

$$V = 1,4 V_U$$

**Soit :**  $V = 1,4 \times 847,69 = 1186,76 \text{ KN}$ .

a) **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après **RPA99**, on a :

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; \quad V = 1,4 V_{calcl}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 847,69 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1880} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3,5 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée.

b) **Armatures longitudinales ( $A_l = A'_l$ ) :**

$$\tau_b = 3.5 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc on adopte le ferraillage minimal.

➤ **RPA2003 :**

$$A_l \geq 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \times 20 \times 188 = 5.64 \text{ cm}^2$$

➤ **BAEL 91 :**

$$A_l \geq (0.23 \times 2.1 \times 25 \times (188-3)) / 400 = 5.58 \text{ cm}^2.$$

Soit  $A_l = 2\text{HA}16 + 2\text{HA}14 = 7.1 \text{ cm}^2$

**c) Armatures transversal :**

$$\tau_b = 3.5 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0.25 \% \times b \times S_t$$

$$s_t \leq \frac{h}{4} = \frac{188}{4} = 47 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.0025 \times 20 \times 47 = 2.35 \longrightarrow A_t \geq 2.35 \text{ cm}^2,$$

Soit :  $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$  tout les 30cm

❖ **Armatures diagonales**

$\tau = 3.5 \text{ MPa} > 0.625$  , donc il sont necessaires.

$$A_D = \frac{V = V_{calcul}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{1.88 - 2 \times 0.03}{1.20} = 1.51 \Rightarrow \alpha = 56.60$$

$$A_D = \frac{847.69 \times 10}{2 \times 400 \times 0.83} = 12.76 \text{ cm}^2$$

$A_D = 12.76 \text{ cm}^2$  , soit  $(4\text{HA}14 + 4\text{HA}16) = 14.2 \text{ cm}^2$  , avec un cadre de  $\phi 8$  chaque 10cm

❖ **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.002 \times e \times h = 0.002 \times 20 \times 188 = 7.52 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_c = 10.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow 14\text{HA}10 \Rightarrow 7\text{HA}10 / \text{nappe}$

❖ **Longueur d'ancrage :**

$$L_d = \frac{l}{4} + 50\phi = 47 + 50 \times 1.2 = 107 \text{ cm}$$

D'ou  $L_d = 110 \text{ cm}$

Les résultats de calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Zone I :** RDC.

**Zone II :** 1 et 2ème étage.

**Zone III :** Du 3ème au 6ème étage.

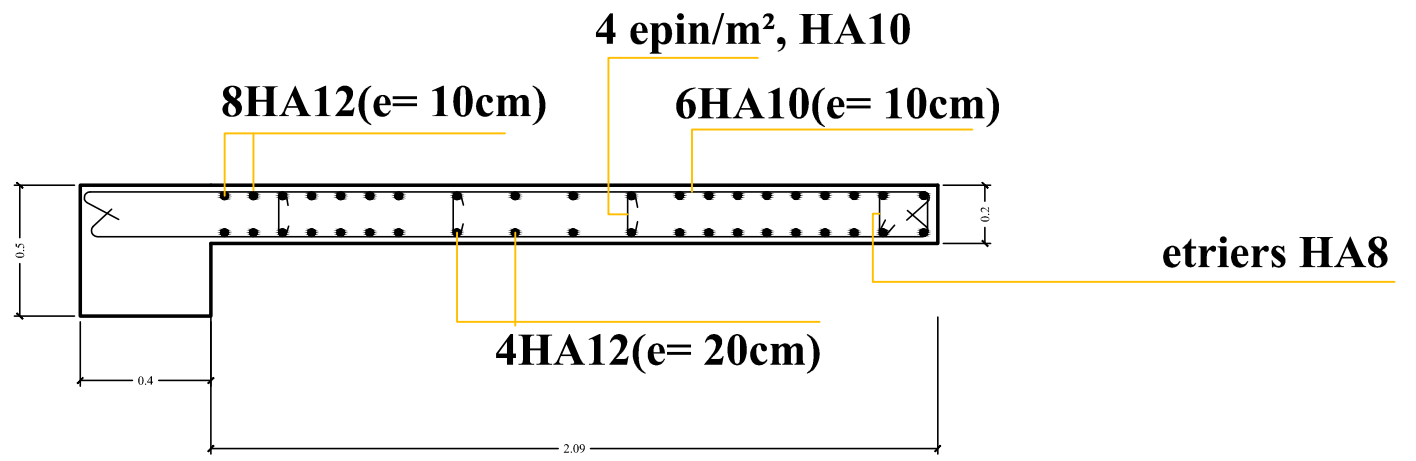
**ZONE IV :** DU 7<sup>ème</sup> au 9ème étage

❖ Les valeurs de Ferrailage des linteaux :

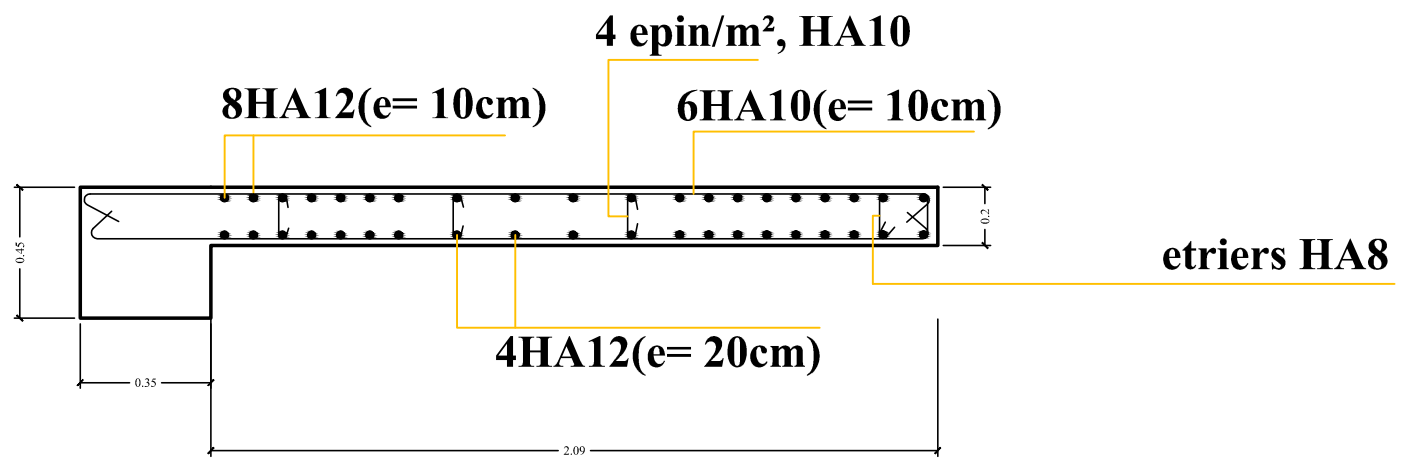
	Zone	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
<b>Caractéristiques Géométriques</b>	<b>h (m)</b>	1,88	0.86	0.86	0,86
	<b>L(m)</b>	1.20	1.20	1.20	1,20
	<b>e (cm)</b>	0,20	0,20	0,20	0,20
<b>Contraintes de cisaillement</b>	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5	5
	$\tau_b$ (MPa)	3.5	2.8	1.78	4.7
	<b>V<sub>u</sub> (KN)</b>	847.69	310.43	197	528.24
<b>Ferrailage des linteaux</b>	<b>A<sub>I</sub>=A<sub>I</sub>' (cm<sup>2</sup>)</b>	5.64	2.58	2.58	2.58
	<b>Choix des barres</b>	2HA14+ 2HA16	3HA12	2HA12	3HA12
	<b>St(cm)</b>	20	20	20	20
	<b>A<sub>t</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.35	1.075	1.075	1.075
	<b>Choix des barres</b>	3HA12	3HA10	3HA10	3HA10
	<b>A<sub>D</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	12.76	7	4.44	11.91
	<b>Choix des barres</b>	4HA16+ 4HA14	6HA16	8HA12	8HA14
	<b>A<sub>c</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	10.5	3.44	3.44	3.44
	<b>Choix des barres/nappe</b>	2x7HA12	4HA12	4HA12	4HA12
<b>Longueur d'ancrage</b>	110	72	72	72	

**Tableau:** Récapitulatif de Ferrailage des linteaux

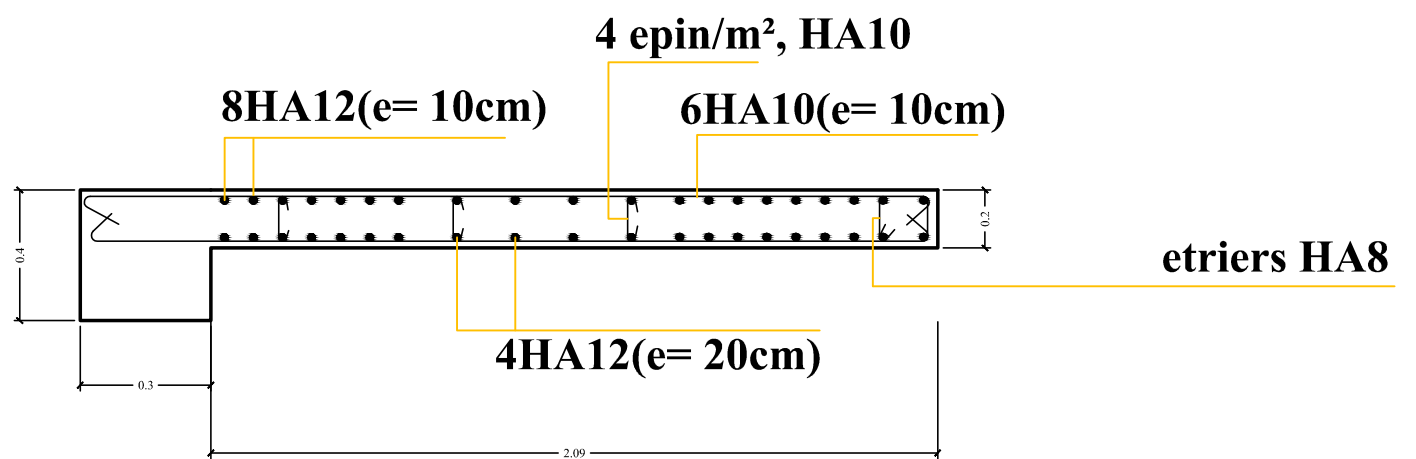
**ZONE I**  
VL7,VL8



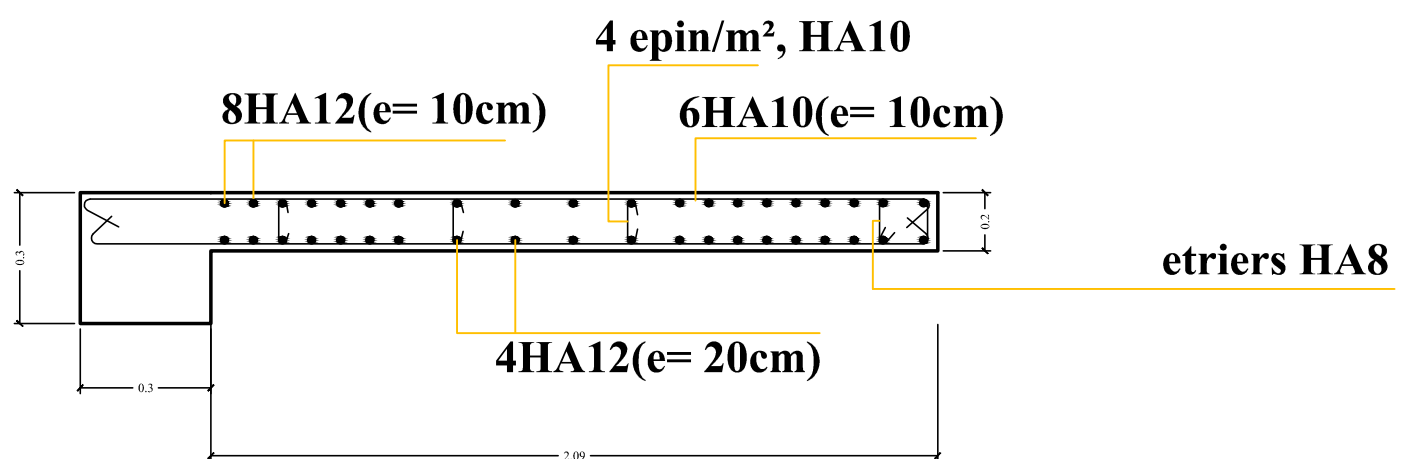
**ZONE II**  
VL7,VL8



**ZONE III**  
VL7,VL8



**ZONE IV**  
VL7,VL8



Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

PLAN DE FERRAILLAGE DES VOILES

Dessiné par :

Mlle. MEKSEM Tinhinane  
Mr. MAHMOUDI Abbas

Plan 1/1

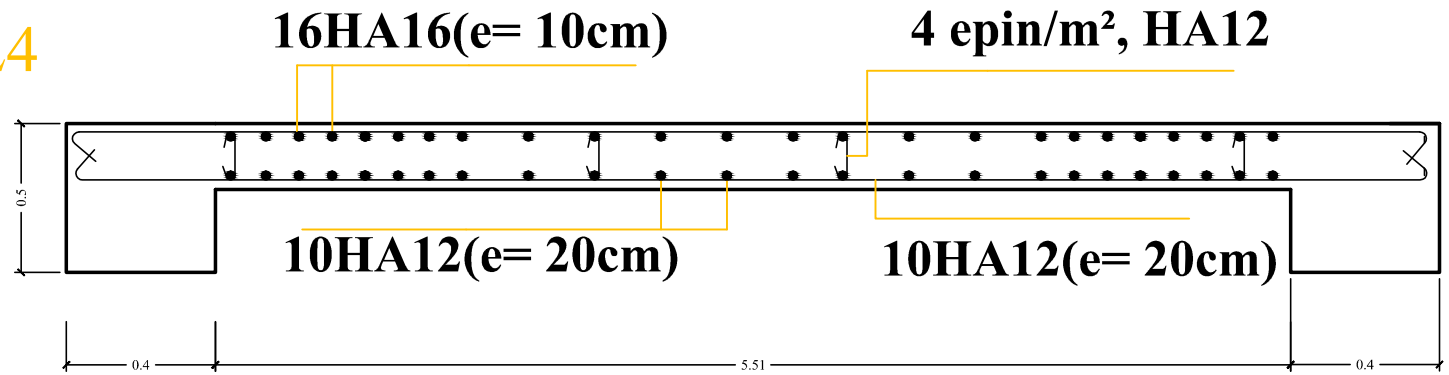
Dirigé par :

Mme. kheloui.

Echelle :

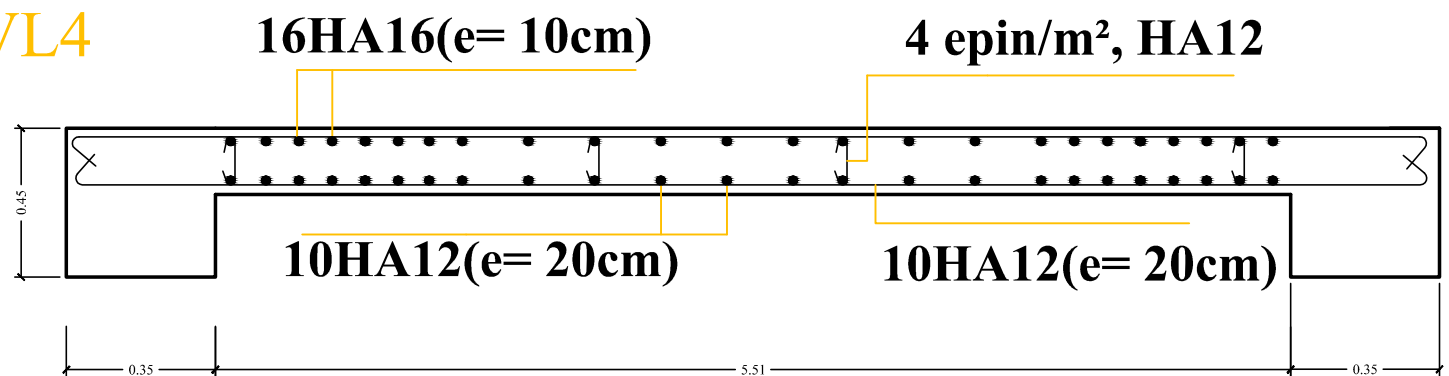
### ZONE I

VL3,VL4



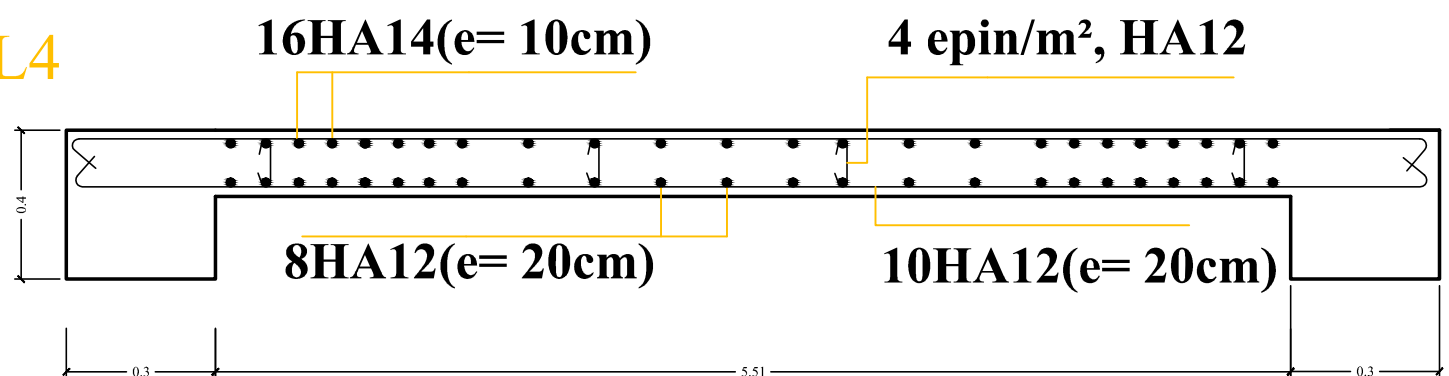
### ZONE II

VL3,VL4



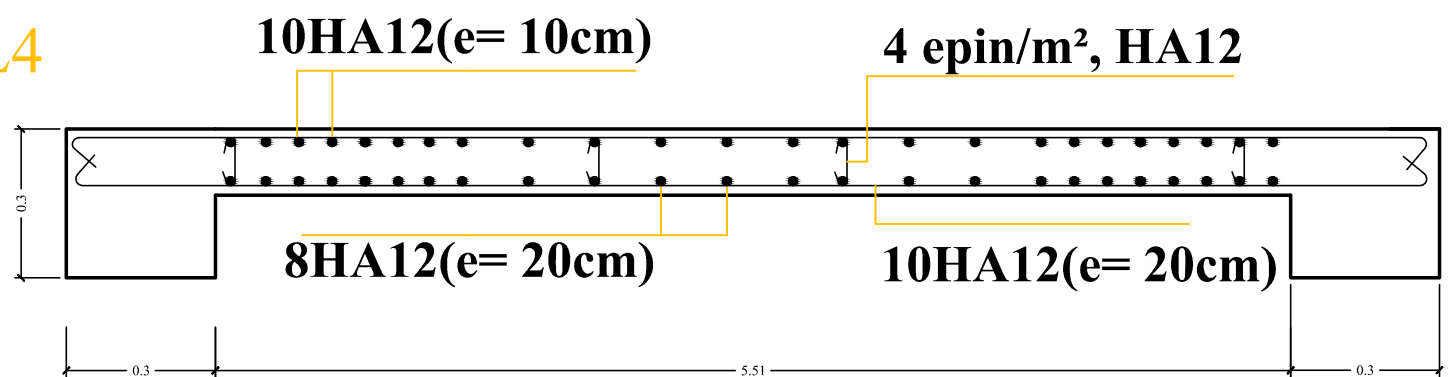
### ZONE III

VL3,VL4



### ZONE IV

VL34,VL4



Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

#### PLAN DE FERRAILLAGE DES VOILES

Dessiné par :

Mlle. MEKSEM Tinhinane  
Mr. MAHMOUDI Abbas

Plan 1/1

Dirigé par :

Mme. kheloui.

Echelle :

# **CHAPITRE VII**

## **Etude de l'infrastructure**

**Fondations :****VII\_1\_Introduction :**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

**❖ Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

**❖ Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

**❖ Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bât. d'habitation, bât industriel, soutènement,....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

**❖ Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :**

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés

**Les fondations superficielles :**

1. Fondations assises sur des remblais non stabilisés
2. Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
3. Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
4. Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...)
5. Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
6. Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,..)
7. Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)
8. Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

**Les fondations profondes :**

1. L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
2. Erreurs lors de l'exécution.
3. Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible :

$$\sigma_{adm} = 3.0 \text{ bars} = 0.3 \text{ MPa}$$

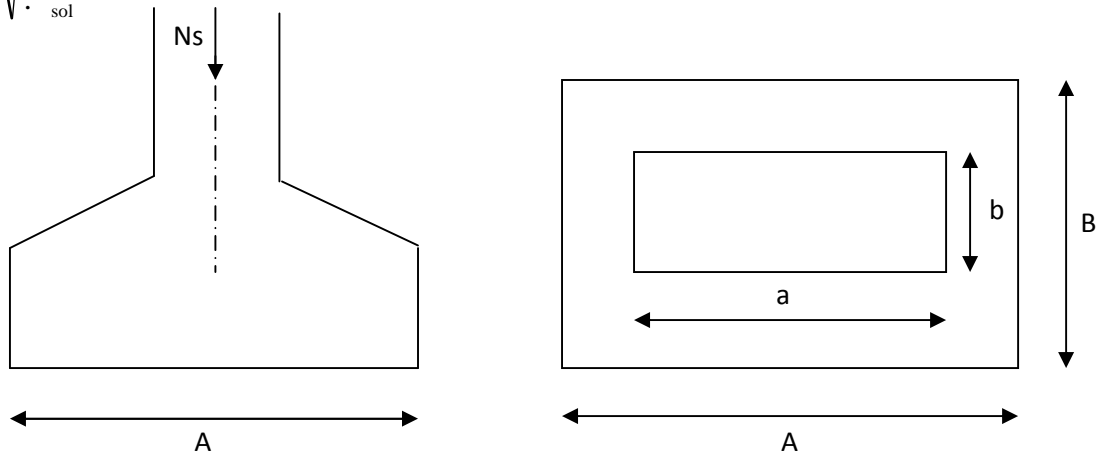
**VII\_2\_ Dimensionnement :****a) Semelle isolée :**

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.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

**Homothétie des dimensions :**  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{50}{40} = 1.25$  poteau rectangulaire

D'où  $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$



**Fig.VII .1: Dimensionnement d'une fondation**

**Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 1134.63 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.3 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1134.63}{300}} = 1.94 \Rightarrow B = 1.94 \text{ m}$$

$$\text{D'où } A = 2.42$$

*\*L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.*

**b) Semelles filantes :****1. Semelles filantes sous voiles :**

$$s_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{s_{sol} \times L}$$

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle.
- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- $s_{sol}$  : contrainte admissible du sol. ( $s_{sol} = 0.3\text{MPa}$ )

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI-2** : récapitulatif des résultats des semelles sous voile.

	Longueur	G+Q (KN)	Largeur B(m)	S= LxB (m <sup>2</sup> )	S <sub>totzle</sub>
Voiles avec ouvertures	3.25m	4384.65	4.50	14.62	58.48
	4.06	4868.36	3.99	16.22	32.45
Voiles pleins	5.51m	7385.67	4.46	24.57	49.15
	2.09m	1600.23	2.55	5.33	10.66
	4.51m	4496.32	3.32	14.97	29.94
	1.9m	2292.82	4.02	7.64	15.28
	1.55m	3391.09	7.29	11.3	22.6
	4.05m	2958.83	2.43	9.84	19.68

Soit une section totale  $S_v = 238.24\text{m}^2$ .

Surface de bâtiment  $S_b = 525.74 \text{ m}^2$ .

◆ **Semelles filantes sous poteaux**

**A. Hypothèse de calcul**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**B. Etapes de calcul :**

- détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$
- détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} ;$$

**Avec**  $e_i$  : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution de charges par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

- détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\text{sol}}$$

**C. Exemple de calcul**

Poteaux	$N_i (G+Q)$	$N_{TOTAL}$	Moment	$e_i(m)$	$N_i \times e_i$
C <sub>14</sub>	1036.11	6233.2	3.147	4.4	4558.884
C <sub>15</sub>	1133.88		3.924	7.5	8504.1
C <sub>16</sub>	894.73		3.712	10.3	9215.719
C <sub>18</sub>	1036.33		3.115	-4.4	-4559.852
C <sub>19</sub>	1134.63		3.91	-7.5	-8509.725
C <sub>20</sub>	897.52		3.673	-10.3	-9244.456

**D. On obtient**

$$R = \sum N_i = 6233.2 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = -0.002 \text{ m}$$

$$e = -0.002 < \frac{27.10}{6} = 4.51 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{6233.2}{27.10} \left(1 + \frac{6 \times -0.002}{27.1}\right) = 230 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{6233.2}{27.10} \left(1 - \frac{6 \times -0.002}{27.1}\right) = 230 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{6233.2}{27.10} \left(1 + \frac{3 \times -0.002}{27.10}\right) = 230 \text{ kN/ml}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\text{sol}} = \frac{230}{300} = 0.76 \text{ m}$$

D'où

La surface de la semelle filante sous poteaux :  $0.76 \times 27.1 = 27.86 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux  $S_P$ :

$$S_P = 27.86 \times 6 = 167.2 \text{ m}^2$$

$$S_T = S_P + S_v = 405.44$$

$$\frac{S_T}{S_{\text{BAT}}} = \frac{405.44}{525.74} = 0.77 \Rightarrow 77\% \text{ De la surface de l'assise}$$

### **Conclusion :**

En plus de la contrainte du sol  $\sigma_{\text{sol}}$  qui est modérée ( $\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bars}$ ), les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise 77% c'est-à-dire une faible bande de sol entre deux semelles filantes.

Pour cela nous opterons pour un radier général.

**c)-Etude du radier :**

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

**VII- 3. Pré dimensionnement du radier :****❖ Epaisseur du tablier :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\mathbf{h_d} \geq \mathbf{L_{max} / 20} \quad ; \quad \text{Avec : } L_{max} = 5.05\text{m}$$

$L_{max}$  : portée maximale

$$\text{A.N : } h_d \geq \frac{505}{20} = 25.25\text{cm} \quad \rightarrow \text{ soit : } \mathbf{h_d = 30cm.}$$

**❖ Hauteur des nervures :****• Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{min} = 25\text{cm}$ )

**• Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$L_{max} = 5,05\text{m} \quad \Rightarrow \quad 505/8 = 63,12\text{cm} \quad h \quad 505/5 = 101\text{cm}$$

On prend :  $h = 80\text{cm}$ .

**• Selon la condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

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 (bande de 1m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,05\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 1,05 \text{ m}$$

Soit  $h = 1,10$  m

Largeur de la nervure.

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$0,44 h_n \leq b_n \leq 0,77 h_n$$

$$\text{Soit : } b_n = 60 \text{ cm.}$$

## Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

- Hauteur des nervures suivant les deux sens :  **$h = 110$  cm**
- Largeur de la nervure :  **$b = 60$  cm.**
- Hauteur de la dalle :  **$h_d = 30$  cm.**

**Le débord** : le BAEL nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_d = \max\left(\frac{h_{ner}}{2}; 30\right) \geq \max\left(\frac{110}{2}; 30\right) = 55 \text{ cm}$$

Soit un débord de  $L_{deb} = 55$  cm

**Détermination des efforts****a) Charges revenant à la superstructure :**

Charge permanente :  $G = 99524.5 \text{ KN}$

Charge d'exploitation :  $Q = 14023.82 \text{ KN}$

**b) Combinaison d'action**

ELU :  $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 155393.805 \text{ kN}$

ELS :  $N_s = G + Q = 113548.32 \text{ kN}$

**c) Caractéristique du radier****◆ Détermination de la surface du radier**

$$\text{ELU: } S_{rad1} \leq \frac{N_u}{1.33_{sol}} = 389.46 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{rad2} \leq \frac{N_s}{sol} = 378.50 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 525.74 \text{ m}^2 \quad \max(S_{rad1}; S_{rad2}) = 389.46 \text{ m}^2$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur  $L_d = 60 \text{ cm}$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$$S_{rad} = 525.74 + 57.24 = 582.98 \text{ m}^2$$

**◆ Calcul des sollicitations a la base du radier:**

Poids du bâtiment :  $G_{bat} = 99524.5 \text{ kN}$

Poids du radier :

$P_{rad}$  = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

Poids de la dalle :  $P_1 = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$

$$P_1 = 582.98 \times 0.30 \times 25 = 4372.35$$

*Poids des nervures :  $P_2 = b \times (h_n - h_d) \times n \times \rho_b$*

$$P_2 = [0.60 \times (1.10 - 0.3) \times 27.10 \times 8 + 0.6 \times (1.10 - 0.3) \times 19.40 \times 3] \times 25 = 3300 \text{ kN}$$

*Poids de TVO :  $P_3 = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_d) \times$*

$$\text{Avec : } S_{ner} = \frac{P_2}{\rho_b \times h_n} = \frac{3300}{25 \times 0.80} = 165. \text{ cm}^2$$

$$P_3 = (582.98 - 165) \times (1.10 - 0.3) \times 17 = 5684.53 \text{ kN}$$

*Poids de la dalle flottante*

$$P_4 = 582.98 \times 0.12 \times 25 = 1748.94 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } P_{rad} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 15105.82 \text{ kN}$$

◆ **Poids total :**

*$G_{tot} = \text{poids de radier} + \text{poids de la structure.}$*

$$G_{tot} = 15105.82 + 99524.5 = 114630.32 \text{ kN}$$

◆ **Surcharge d'exploitation :**

*Surcharge du bâtiment:  $Q_{bat} = 14023,82 \text{ kN}$*

*Surcharge du radier:  $Q_{rad} = 4 \times 582.98 = 2331.92 \text{ kN}$*

◆ **Surcharge total :**

*$Q_{tot} = \text{Surcharge du bâtiment} + \text{Surcharge du radier}$*

$$Q_{tot} = 14023.82 + 2331.92 = 16355.74 \text{ kN}$$

◆ **Combinaisons d'action :**

Etat limite ultime:

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 179284.4 \text{ k}$$

Etat limite de service:

$$N_s = G + Q = 130985.97 \text{ kN}$$

◆ **Centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont calculées par **Auto-CAD** :

$$X = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13.55m$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9.7m$$

◆ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 16488.96 m^4$$

$$I_{yy} = 32175.72 m^4$$

**VII - 4. Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous ce dernier 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.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec

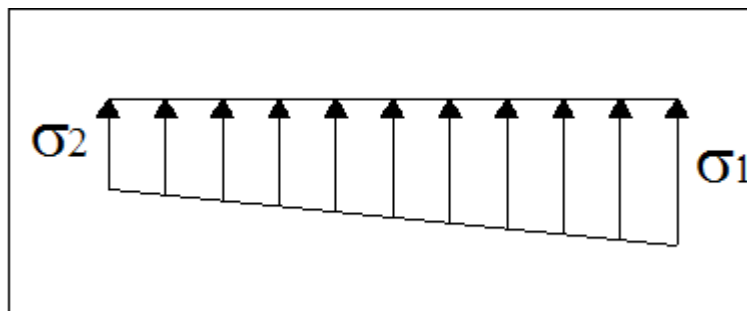
$M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure ;

$I_x, I_y$  : Moments d'inerties du panneau considéré dans le sens choisi.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :



**Figure X1 :** Diagramme des contraintes sous le radier.

On doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$  et  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

a. Sens x-x :

$$M_x = 97564.918 + (4482.97 \times 1.1) = 102496.185 \text{ kNm.}$$

▪ **ELU :**

$$N_u = 179284.4 \text{ kN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y} V = \frac{179284.4}{582.98} + \frac{10249.185}{32175.72} \times 13.55 = 311.85 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} V = \frac{179284.4}{582.98} - \frac{10249.185}{32175.72} \times 13.55 = 303.21 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où ; \sigma_m = \frac{3 \times 311.85 + 303.21}{4} = 309.69 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \sigma_{sol} = 399 \text{ kN/m}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

▪ **ELS :**

$$N_s = 130985.97 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y} V = \frac{130985.97}{582.98} + \frac{10249.185}{32175.72} \times 13.55 = 228.99 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} V = \frac{130985.97}{582.98} - \frac{10249.185}{32175.72} \times 13.55 = 220.36 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où ; \sigma_m = \frac{3 \times 228.99 + 220.36}{4} = 226.83 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

**b. Sens y-y**

$$M_Y = 69448.002 + (5178.67 \times 1.1) = 75144.54 \text{ kNm.}$$

▪ **ELU :**

$$N_u = 179284.4 \text{ N}$$

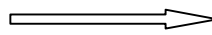
$$1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{179284.4}{582.98} + \frac{75144.54}{16488.96} \times 9.7 = 351.73 \text{ kN/m}^2$$

$$2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{179284.4}{582.98} - \frac{75144.54}{16488.96} \times 9.7 = 263.32 \text{ kN/m}^2$$

D'où ;

$$m = \frac{3 \times 351.73 + 263.32}{4} = 329.62 \text{ kN/m}^2$$

$$m < 1,33 \text{ sol} = 399 \text{ kN/m}^2 .$$

**Condition vérifiée**▪ **ELS :**

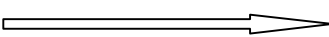
$$N_s = 130985.97 \text{ kN}$$

$$1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{130985.97}{582.98} + \frac{75144.54}{16488.86} \times 9.7 = 268.88 \text{ kN/m}^2$$

$$2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{130985.97}{582.98} - \frac{75144.54}{16488.86} \times 9.7 = 180.47 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où ; \quad m = \frac{3 \times 268.88 + 180.47}{4} = 246.77 \text{ kN/m}^2$$

$$m < \text{sol} = 300 \text{ kN/m}^2 .$$

**Condition vérifiée****VII-5. Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$b = 1 \text{ m, } d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \tau_U = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_{\text{max}} = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\text{max}}}{2 \times S_{\text{radier}}} = \frac{179284.4 \times 1 \times 5.05}{2 \times 582.98} = 656.55 \text{ kN}$$

$$\tau_U = \frac{656.55 \times 10^3}{10^3 \times 270} = 2.43 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**VII-6. Vérification à l'effort sous pressions :**

$$P \times S_{\text{Radier}} \times \dots$$

P : Poids total à la base du radier

: Poids volumique de l'eau = 10 kN/m<sup>3</sup>

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1,1 m.

: coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement = 1,5

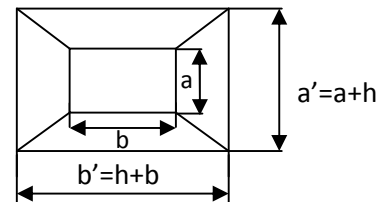
$$p = 114603.32 \text{ kN.}$$

$$\times S_{\text{radier}} \times \dots \times Z = 1,5 \times 582.98 \times 10 \times 1.1 = 9619.17 \text{ kN}$$

$P > 9619.17 \text{ kN}$   $\implies$  **Condition vérifiée**

**VII-7. Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite ( $N_u \leq 0,045 \times U_c \times f_{c28}$ ).



• **Vérification pour les poteaux :**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante :

$$(N_u \leq 0,045 \times U_c \times f_{c28})$$

Avec

$N_u$  : charge de poteau à L'ELU égale à 1555.27kN

$U_c$  : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h : hauteur de la nervure égale à 1.1cm

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,40 + 0,50 + 2 \times 1.1) \times 2 = 6.2 \text{ m}$$

$$N_u = 1555.27 \leq 0,045 \times 6.2 \times 25000 = 6975 \text{ kN}$$

$N_u = 1555.27 \text{ Kn} < 6975 \text{ kN}$   $\implies$  **Condition vérifié**

• **Vérification pour les voiles**

Pour une bande de largeur **b = 1 m**

Il faut vérifier que ( $N_u \leq 0,045 \times U_i \times f_{c28}$ )

Avec :  $U_i = (0,2 + 1 + 2 \times 1.1) \times 2 = 6.8m$

$N_u$  : charge de calcul à L'ELU du voile

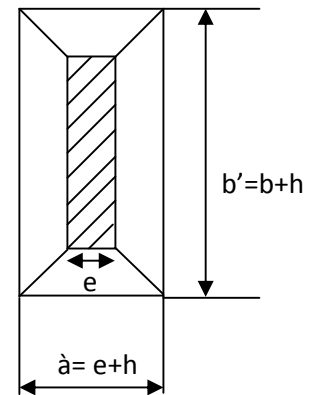
le plus sollicité vaut 5782.38 kN

Donc

$$0,045 \times 6.8 \times 25000 = 7650 \text{ kN}$$

$$5782.38 \leq 7650 \text{ kN} \quad \longrightarrow$$

**Condition vérifiée**



**VII.8.Ferraillage du radier**

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91.

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés,

Deux cas se présentent à nous :

- $\frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans un seul sens.
- $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

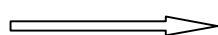
Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol

**VII.8.1.Ferraillage du tablier :**

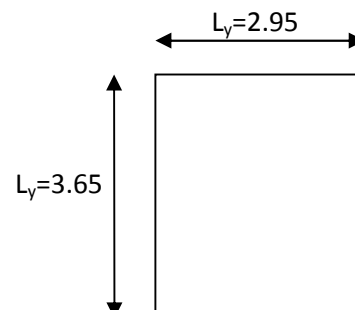
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins, et afin

d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc d'adopté la même section d'armatures, en considérant pour le calcul du panneau le plus sollicité.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2.95}{3.65} = 0.80 < 1$$



La dalle travaille dans les deux sens.



Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

- ELU :

$$q_u = \left( m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1\text{m} = 329.62 - \frac{15105.82}{582.98} = 303.70 \text{ kN/ml}$$

### A. Calcul a l'état limite ultime :

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

- Moment isostatique :

$$M_{o-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 149.32 \text{ kN.m}$$

$$M_{o-y} = \mu_y \times M_{0X} = 88.84 \text{ kN.m}$$

### Remarque

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- 0.75 : pour les moments en travées,
- 0.50 : pour les moments aux appuis.

- Sens x-x :

- aux appuis :  $M_{ax} = -0.5 \times 149.32 = -74.66 \text{ kN.m}$

- en travée :  $M_{tx} = 0.75 \times 149.32 = 111.99 \text{ kN.m}$

- Sens y-y :

- aux appuis :  $M_{ay} = -0.5 \times 88.8 = -44.4 \text{ kN.m}$

- en travée :  $M_{ty} = 0.75 \times 88.8 = 66.6 \text{ kN.m}$

❖ **Ferraillage suivant x-x**

- aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{74.66 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.072 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,072 \rightarrow = 0,963$$

$$A_{ax} = \frac{M_a}{d_{x \text{ st}}} = \frac{74.66 \times 10^3}{0,963 \times 27 \times 348} = 8.25 \text{cm}^2$$

Soit : **8 HA12 = 9.05cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 13cm.

- en travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{111.99 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.108 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,108 \rightarrow = 0,943$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{d_{x \text{ st}}} = \frac{111.99 \times 10^3}{0,943 \times 27 \times 348} = 12.63 \text{cm}^2$$

Soit : **9 HA14 = 13.85 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de 12cm

❖ **Ferraillage suivant y-y**

- aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{44.4 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.042 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,042 \rightarrow = 0,979$$

$$A_{ay} = \frac{M_a}{d_{x \text{ st}}} = \frac{44.4 \times 10^3}{0,979 \times 27 \times 348} = 4.82 \text{cm}^2$$

Soit : **5 HA12 = 5.65cm<sup>2</sup>** avec un espacement de 20cm.

- en travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{66.6 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,064 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,064 \rightarrow = 0,967$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{d_{x \text{ st}}} = \frac{66.6 \times 10^3}{0,967 \times 27 \times 348} = 7.33 \text{cm}^2$$

Soit : **5 HA14 = 7.69cm<sup>2</sup>** avec un espacement de 20cm.

**Tableau récapitulatif du ferrailage :**

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures supérieures	8HA12 (e = 13 cm)	5 HA12 (e = 20 cm)
Armatures inférieures	9HA14 (e = 12 cm)	5HA14 (e = 20 cm)

**B. Vérification :**

**✚ Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :** (BAEL91/B.7.4)

Dans le cas des dalles la condition de non-fragilité est énoncée comme suit :

Soit :  $W_0$  : rapport du volume des aciers à celui du béton, sa valeur est donnée selon la nuance de l'acier. Pour notre cas  $W_0 = 0.0008$  (FeE400).

$W_x, W_y$  : taux minimaux d'aciers en travée dans le sens x et y (respectivement).

Ces derniers doivent respecter les inégalités suivantes :

$$W_x \geq W_0 \frac{3 - \rho}{2}$$

$$W_y \geq W_0$$

- Sens x-x :

$$W_x = \frac{A_{min}}{bh} \geq W_0 \frac{3 - \rho}{2} \Rightarrow A_{min} = W_0 \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0.0008 \times \frac{3 - 0.80}{2} \times 100 \times 30 = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_a > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Sens y-y :

$$W_y = \frac{A_{min}}{bh} \geq W_0 \frac{3 - \rho}{2} \Rightarrow A_{min} = W_0 \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0.0008 \times \frac{3 - 0.80}{2} \times 100 \times 30 = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_a > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **E spacements des armatures :** (BAEL91/A.8.2,42)

Lorsque la fissuration est considérée préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une même nappe est donné comme suit :

$$S_t = \min(2h; 25 \text{ cm}) = \min(60; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{303.7 \times 3.65}{2} = 554.25 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{554.25 \times 10^3}{1000 \times 270} = 2.05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \Rightarrow \text{CV}$$

✚ **Vérification à l'ELS :**

Les vérifications seront faites suivant les deux directions :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

$$q_s = \left( m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) 1 \text{ m} = 24.677 - \frac{15105.82}{582.98} = 22.085 \text{ kN/m}$$

- Moments isostatiques :

$$M_{o-x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 108.6 \text{ kN.m};$$

$$M_{o-y} = \mu_y \times M_{o-x} = 64.61 \text{ kN.m};$$

- Moments réduits :

-

➤ Sens x-x :

○ aux appuis :  $M_{ax} = -0.5 \times 108.6 = -54.3 \text{ kN.m}$

○ en travée :  $M_{tx} = 0.75 \times 108.6 = 81.45 \text{ kN.m}$

➤ Sens y-y :

○ aux appuis :  $M_{ay} = -0.5 \times 64.61 = -32.30 \text{ kN.m}$

○ en travée :  $M_{ty} = 0.75 \times 64.61 = 48.45 \text{ kN.m}$

✚ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification si cette inégalité est vérifiée :

$$\alpha = \frac{Y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ Sens x-x :

**-Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{74.66}{54.3} = 1.37 \quad \text{et } \mu = 0.072 \rightarrow \alpha = 0.0935$$

$$\alpha = 0.0935 < \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

**-En travée**

$$\gamma = \frac{111.99}{81.45} = 1.37 \quad \text{et } \mu = 0.108 \rightarrow \alpha = 0.1431$$

$$\alpha = 0.1431 < \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

➤ Sens y-y :

**-Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{44.4}{32.30} = 1.37 \quad \text{et } \mu = 0.042 \rightarrow \alpha = 0.0536$$

$$\alpha = 0.0536 < \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

**-En travée**

$$\gamma = \frac{66.6}{48.45} = 1.37 \quad \text{et } \mu = 0.064 \rightarrow \alpha = 0.0828$$

$$\alpha = 0.0828 < \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

✚ les charges revenant à la nervure

$$q_u = 303,7 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = 220,85 \text{ kN/ml}$$

✚ Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel d'ETABS

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

ELU :  $q_u = 303,7 \text{ kN/ml}$

Dans le sens  $xx$

ELU :  $q_u = 303,7 \text{ kN/ml}$

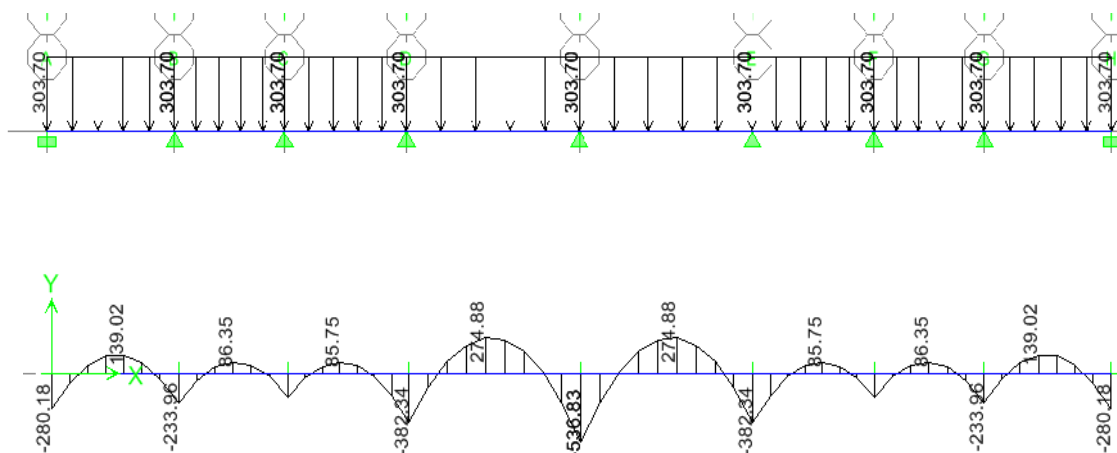


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (kN.m)

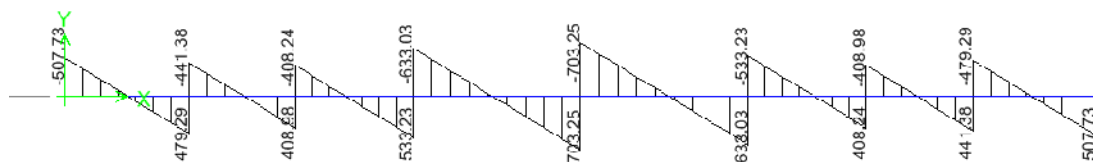


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (kN)

ELS :  $q_s = 220,85 \text{ kN/ml}$

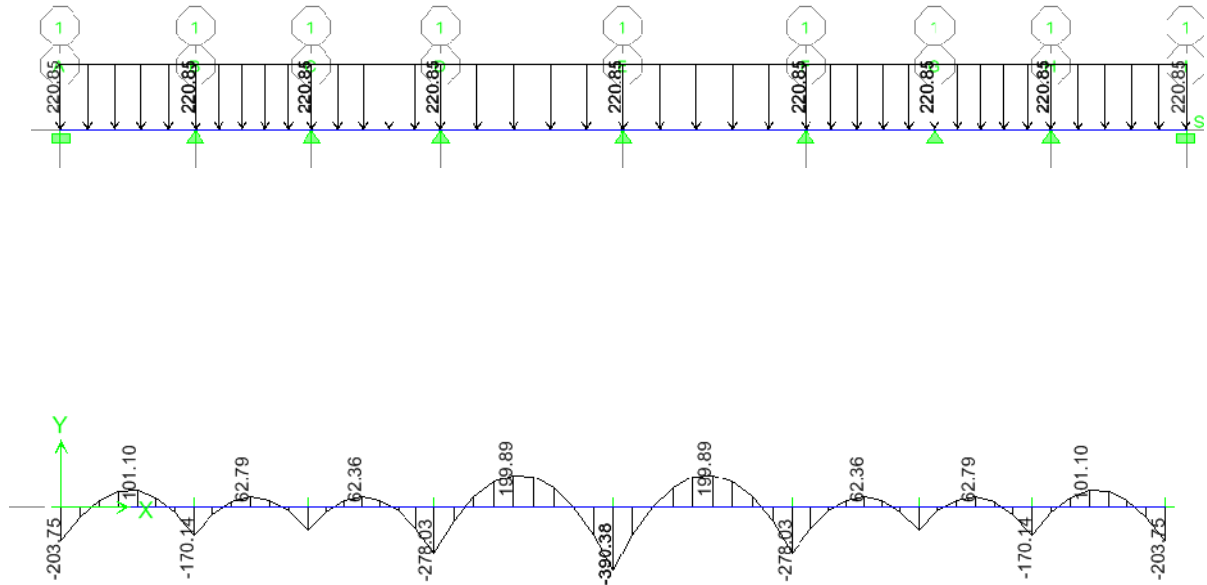


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (kN.m)

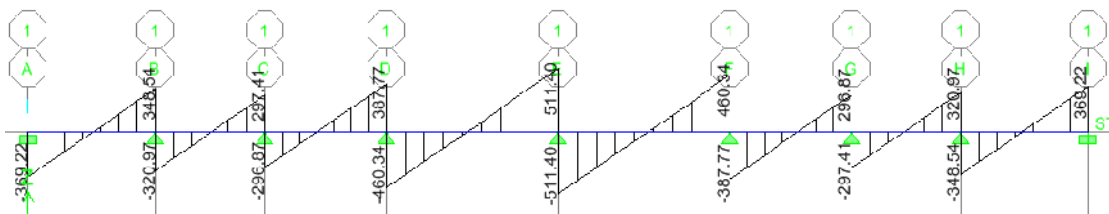


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (kN)

Dans le sens yy :

ELU :  $q_u = 303,7 \text{ kN/ml}$

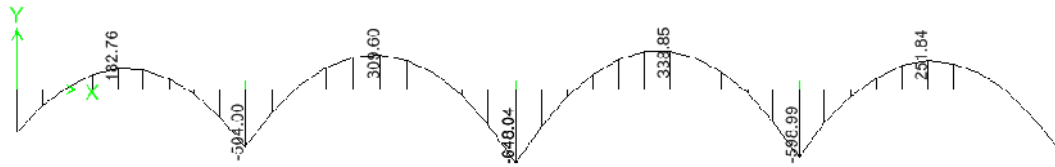


Diagramme de moment fléchissant à l'ELU (kN.m)

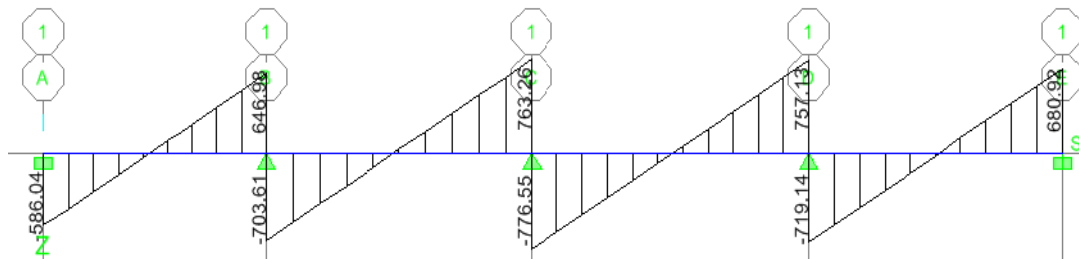


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (kN.m)

ELS :  $q_s = 220,85 \text{ kN/ml}$

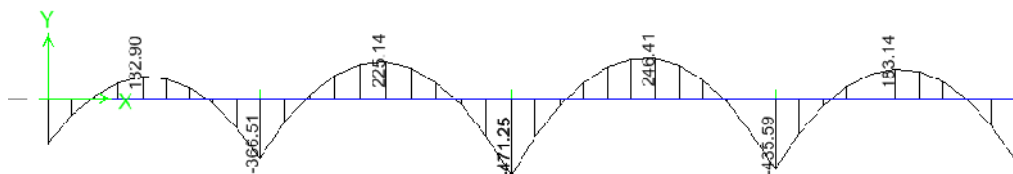


Diagramme de moment fléchissant à l'ELS (kN.m)

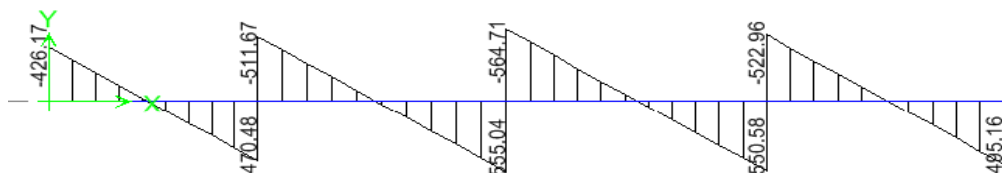


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (kN)

➤ **Armatures longitudinales**

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travée :

$$\begin{array}{l}
 \text{ELU} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{(X-X)} : M_t = 274,88 \text{ kN.m} \qquad M_a = 536,83 \text{ kN.m} \\
 \text{(Y-Y)} : M_t = 338,85 \text{ kN.m} \qquad M_a = 648,04 \text{ kN.m}
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l}
 \text{(X-X)} : M_t = 199,89 \text{ kN.m} \qquad M_a = 390,38 \text{ kN.m} \\
 \text{(Y-Y)} : M_t = 246,41 \text{ kN.m} \qquad M_a = 471,25 \text{ kN.m}
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

		Mu [KN.m]	$\mu$	Obs		As	Choix de barre	A adoptée
Sens X-X	appuis	536,83	0,052	SSA		14,27	6HA14+4HA16	17,28
	travée	274,88	0,026	SSA	0,987	7,26	4HA12+4HA14	10,68
Sens Y-Y	appuis	648,04	0,062	SSA		17,28	8HA14+4HA16	20,36
	travée	338,85	0,032	SSA	0,984	8,96	4HA14+4HA12	10,68

*Armatures transversales :*

*Espacement des armatures :*

$$\phi_t = \frac{\phi_L}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ cm} \quad \text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

**En zone nodale :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min(42.5; 24) = 24 \text{ cm}$$

On opte pour  $S_t = 15$

*En zone courante :*

$$S_t = \frac{110}{2} = 55 \text{ cm} \quad \text{On opte pour } S_t = 20 \text{ cm}$$

**Armatures transversales minimales :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 60 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

i. **Vérifications à l'ELU**

◆ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 105 \times 2.1}{400} = 7.6 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 7.6 \text{ cm}^2 < 20.6 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée

◆ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{on a } \tau_u = \min\left\{\frac{0.15 \times f_{t28}}{d}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{703,25 \times 10^3}{600 \times 1050} = 1.11 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

### ii. Vérification à l'ELS

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

- **Aux appuis** :  $\mu = 0,052$      $\alpha = 0.0667$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{536,83}{390,38} = 1.37$$

$$\alpha = 0.0667 < \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \quad \text{condition vérifiée}$$

- **En travée**:  $\mu = 0,026$      $\alpha = 0.0330$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{274,88}{199,89} = 1.73$$

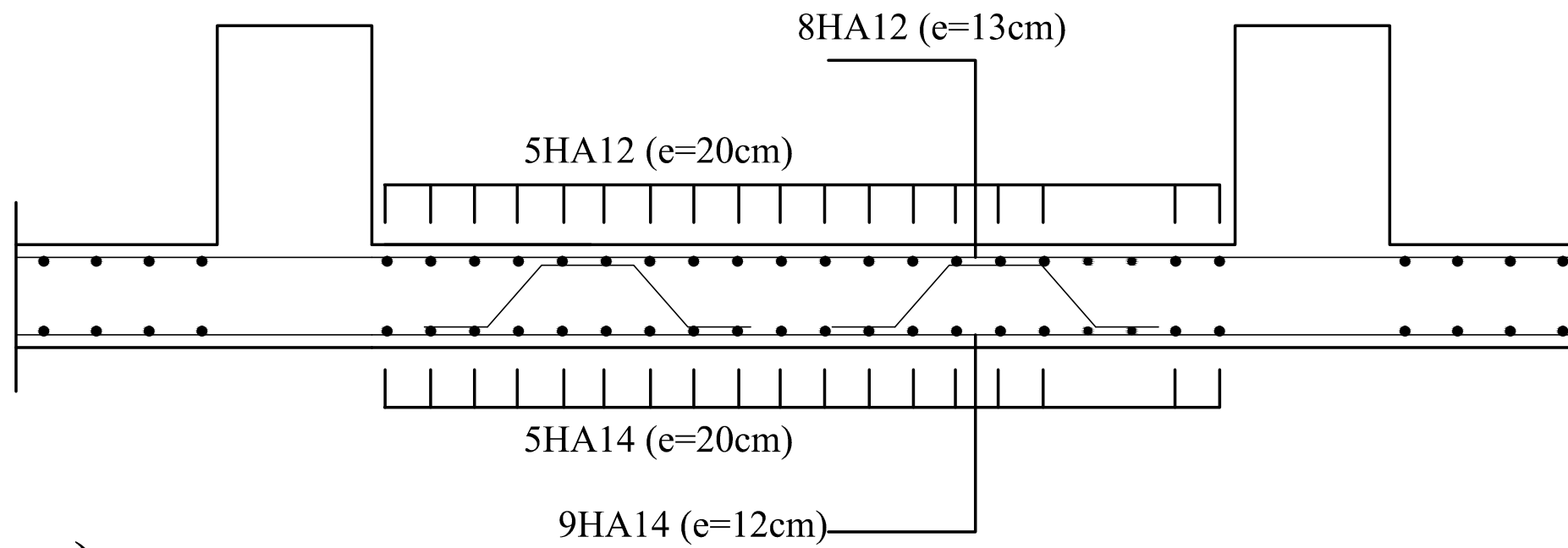
$$\alpha = 0,0330 < \frac{1.73 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \quad \text{condition vérifiée}$$

La condition  $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

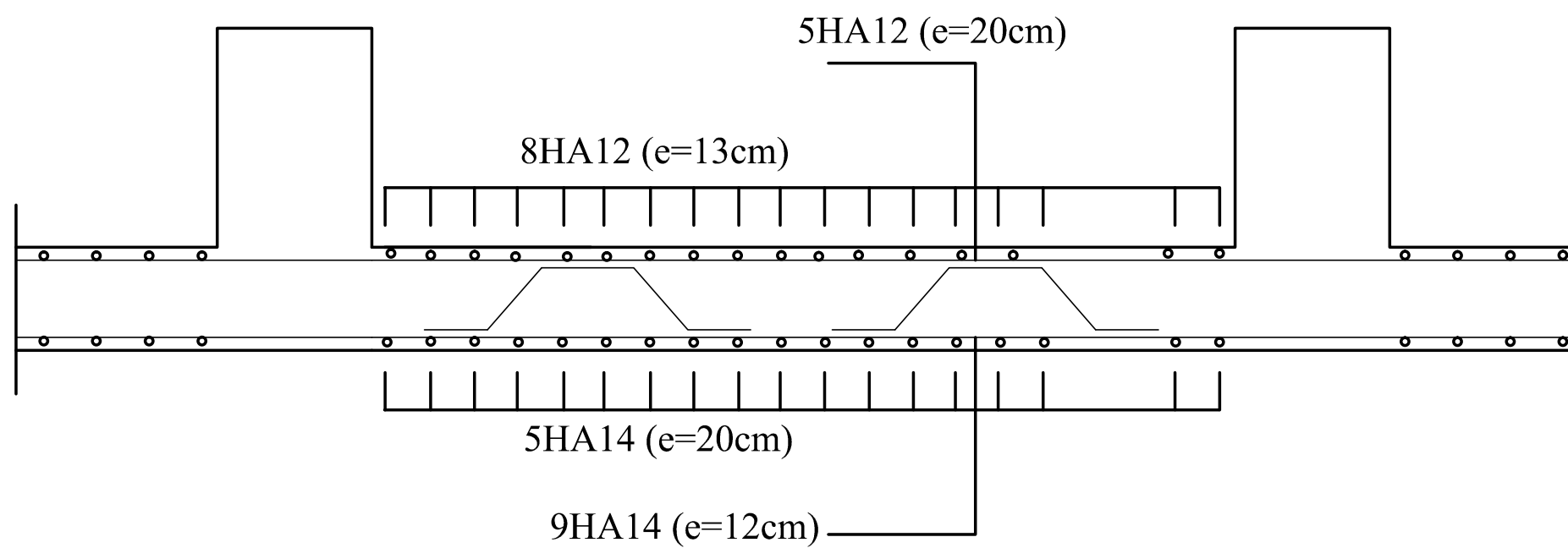
### Ferraillage du débord

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferraillage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

Sens (x-x)



Sens (y-y)



Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE

Dessiné par :

Mlle. MEKSEM Tinhinane  
Mr. MAHMOUDI Abbas

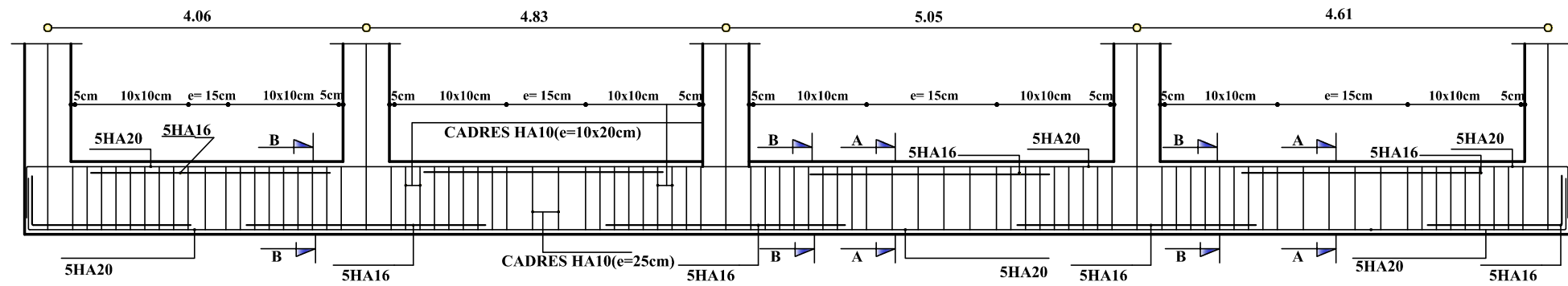
Plan 1/1

Dirigé par :

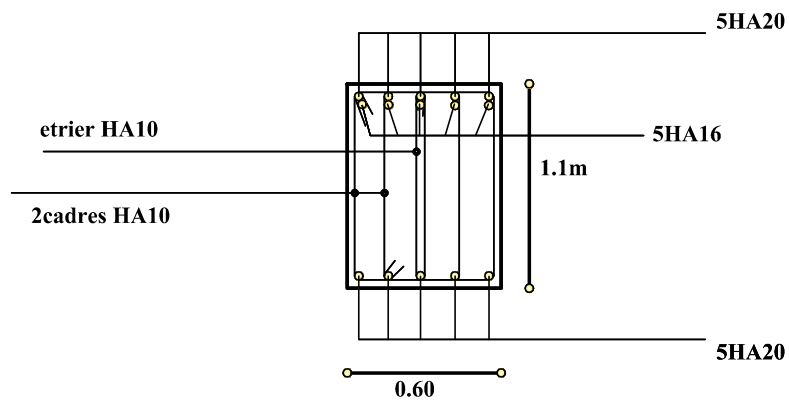
Mme. kheloui.

Echelle :

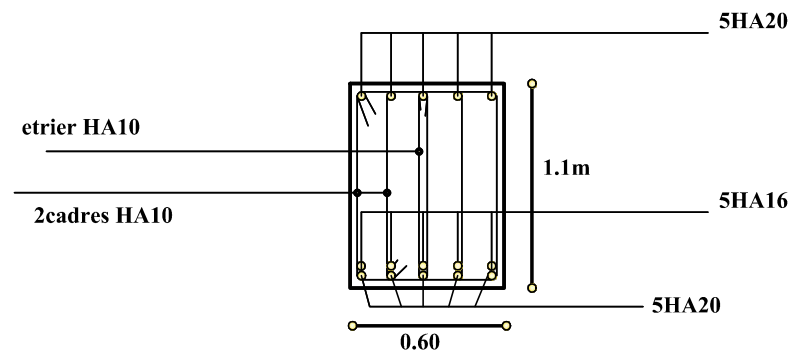
## PLAN DE FERRAILLAGE DE LA NERVURE TRANSVERSAL



COUPE A-A



COUPE B-B

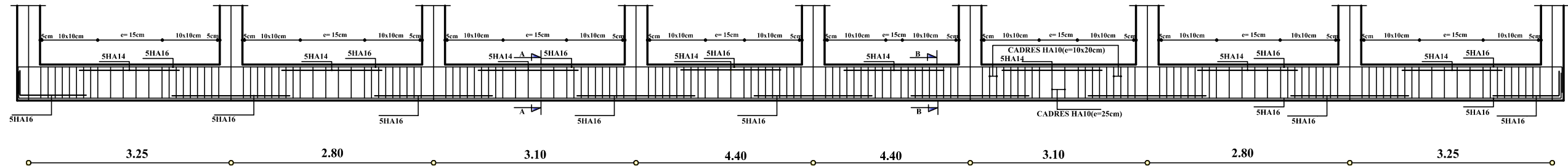


Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

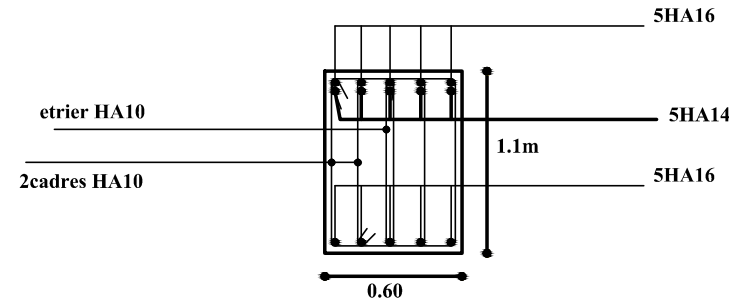
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA NERVURE TRANSVERSAL

Dessiné par :	Mlle. MEKSEM Tinhinane Mr. MAHMOUDI Abbas	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. kheloui.	Echelle :

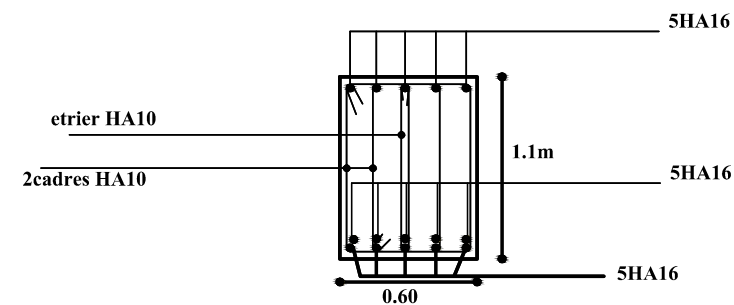
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA NERVURE LONGITUDINAL



COUPE A-A



COUPE B-B



Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA NERVURE LONGITUDINAL		
Dessiné par : Mlle. MEKSEM Tinhinane Mr. MAHMOUDI Abbas	Plan 1/1	
Dirigé par : Mme. kheloui.	Echelle :	

# Conclusion

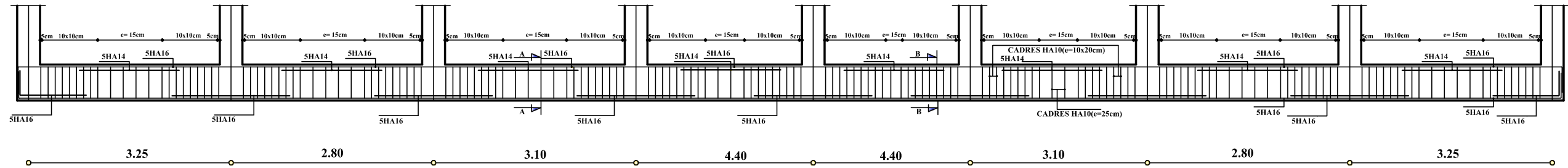
*La présente étude nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.*

*Suite a cela, ce modeste travail nous à permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques.*

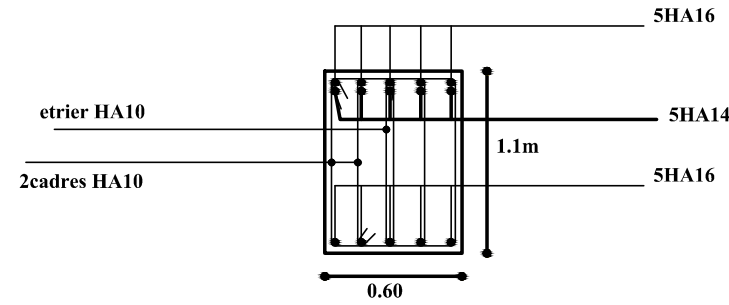
*Ce travail nous à incité à ce documenter davantage pour paraître à toutes difficultés rencontrées au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des bâtisses en général et des voiles en particulier.*

*En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le coté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions a venir.*

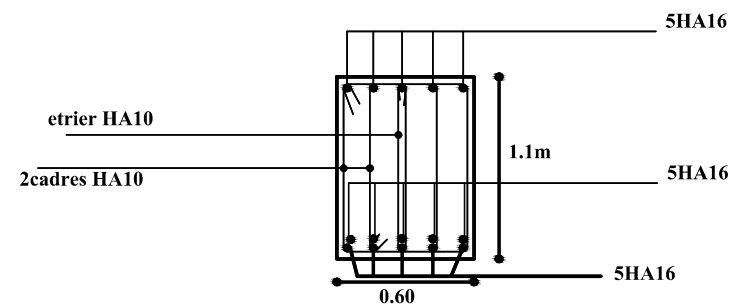
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA NERVURE LONGITUDINAL



COUPE A-A



COUPE B-B



Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA NERVURE LONGITUDINAL		
Dessiné par :	Mlle. MEKSEM Tinhinane Mr. MAHMOUDI Abbas	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. kheloui.	Echelle :

# Bibliographie

- ✚ *Henry Thonier: ' Conception et calcul des structures de bâtiment''*
- ✚ *Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation*
- ✚ *Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).*
- ✚ *Règles BAEL91 modifié 99*
- ✚ *Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).*
- ✚ *Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé*  
*ALBERT Fuentes.*
- ✚ *Cour et TD des années de spécialité*
- ✚ *Thèses de l'université Mouloud MAMMERI*