

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



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.  
Option : constructions civiles et industrielles.*

## thème

*Étude d'un bâtiment (R+6+s-sol) à usage  
D'habitation et commercial contreventé par des  
voiles  
Avec le logiciel ETABS*



Dirigé par : M<sup>r</sup> ALICHE AMAR

Etudié par :

M<sup>r</sup> BENYAKOUB MOKRANE  
M<sup>r</sup> TALHADJT HACENE

Année 2017/2018

# Remerciement

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

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur, Mr ALICHE pour ces orientations et conseils tout le long de notre travail.*

*Il est un agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants du département de « GENIE CIVIL ».*

*Ainsi qu'à ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail en particulier Mr IKHERBANE FERHAT.*

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

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes très chers parents*

*Aucun mot ne serait exprimer ma gratitude ; mon amour et mon profond respect.*

*Je prie dieu, le tout puissant de vos protéger et de vous procurer santé bonheur et longue vie.*

*Ma chère grand-mère*

*Qui je souhaite une longue vie pleine de l'amour et de la joie.*

*Mes très chères sœurs : Lynda et Noria (Naima)*

*J'implore Allah qu'il vous apporte bonheur et vous aide à réaliser tous vos vœux.*

*Mes chers frères : Krimou, Ramdane et Omar*

*Je vous dédie ce travail en témoignage de l'amour et des liens de sang qui nous unissent.*

*J'implore Allah qu'il vous apporte bonheur et vous aide à réaliser tous vos vœux.*

*Mes belles sœurs : Rachida et Sindi que j'aime beaucoup*

*Ma très chère nièce Kenza et mon cher neveu Massine que j'adore*

*Votre joie, votre gaieté et votre insouciance me comble de bonheur.*

*Puisse Dieu vous garde et éclaire votre route.*

*Toute la famille Talhadjt et ses proches.*

*Tous mes amis(es) et mes collègues de l'université.*

*Tous ceux qui me sont chers.*

*Mon camarade Mokraneet sa famille*

*Hacène*

# *Dédicace*

Je dédie ce modeste travail

## **A mes très chers parents**

qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère **ALDJIA** qui a été à mes cotés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père **SAID** qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, que dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.

A la mémoire de mes grands-parents paternels.

A mes grands-parents maternels.

Mes très chères sœurs :**HAYET, KATIA, HAKIMA.**

A mes cousins et cousines.

A toute ma famille sans exception tantes et oncles.

A tous mes amis(es) et mes collègues de l'université.

A mon binôme **HACENE** et sa famille.

***MOKRANE***

# SOMMAIRE

## **Introduction générale**

**Chapitre I** : Présentation et description de l'ouvrage .....01

**Chapitre II** : Pré dimensionnement des éléments .....09

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

**III.1**:Calcul de l'acrotère. ....25

**III.2** : Calcul des planchers.....36

**III.3**:Calcul d'escaliers.....55

**III.4**:Calcul de la poutre palière.....84

**III.5** : Etude de la salle machine.....91

**Chapitre IV** : Etude dynamique et sismique .....99

**Chapitre V** : Ferrailage des éléments structuraux :

**V.1** : Ferrailage des poteaux.....121

**V.2** : Ferrailage des poutres.....133

**V.3** : Ferrailage des voiles.....146

**Chapitre VI**: Etude de l'infrastructure.....157

**Chapitre VII** : Mur de soutènement.....167

**Conclusion générale**

**Bibliographie**

# Liste des figures

<b>Figure I.1</b> : Diagramme simplifié contraintes déformations du béton à l'ELU .....	4
<b>Figure I.2</b> : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS .....	4
<b>Figure I.3</b> : Diagramme contraintes déformations de l'acier .....	7
<b>Figure II.1</b> : Eléments constituant le « plancher-terrasse »... ..	9
<b>Figure II.2</b> : Eléments constituant le plancher « étage-courant » .....	10
<b>Figure II.3</b> : Eléments constituant la dalle pleine.....	11
<b>Figure II.4</b> : Coupe verticale d'un mur extérieur.....	12
<b>Figure II.5</b> : Coupe verticale d'un mur intérieur.....	12
<b>Figure II.6</b> : Coupe verticale de l'acrotère.....	13
<b>Figure II.7</b> : Eléments constituant la dalle pleine.....	13
<b>Figure II.8</b> : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.....	15
<b>Figure II.9</b> : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.....	18
<b>Figure II.10</b> : Dimensionnements d'un voile.....	24
<b>Figure III.1.1</b> : Coupe transversale de l'acrotère.....	26
<b>Figure III.1.2</b> : Schéma statique de l'acrotère.....	26
<b>Figure III.1.3</b> : Diagrammes des efforts.....	27
<b>Figure III.1.4</b> : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	29
<b>Figure III.1.5</b> : Plan de Ferrailage de l'acrotère.....	35
<b>Figure III.2.1</b> : Treillis soudés (200×200).....	37
<b>Figure III.2.2</b> : Schéma de calcul de la poutrelle.....	38
<b>Figure III.2.3</b> : Schéma de calcul de la poutrelle.....	39
<b>Figure III.2.4</b> : Dimensions de la poutrelle.....	39
<b>Figure III.2.5</b> : Coupe transversale représentant les différents paramètres utilisés dans le calcul appuis.....	43
<b>Figure III.2.6</b> : Valeurs des moments sur appuis.....	47
<b>Figure III.2.7</b> : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	48
<b>Figure III.2.8</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	49
<b>Figure III.2.9</b> : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	53
<b>Figure III.2.10</b> : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	54
<b>Figure III.2.11</b> : Ferrailage de la poutrelle.....	57
<b>Figure III.2.12</b> : Plan de ferrailage du plancher.....	57
<b>Figure III.3.1</b> : Schéma de l'escalier de la première volée d'étage courant.....	58
<b>Figure III.3.2</b> : Schéma statique de la 1 <sup>er</sup> volée d'étage courante.....	59
<b>Figure III.3.3</b> : Schéma statique de calcul de la 1 <sup>ère</sup> volée à l'ELU.....	61
<b>Figure III.3.4</b> : Diagrammes des efforts internes de la 1 <sup>ère</sup> volée à l'ELU.....	64
<b>Figure III.3.5</b> : Schéma statique de calcul de la 1 <sup>ère</sup> volée à l'ELS.....	68
<b>Figure III.3.6</b> : Diagramme des moments corrigé de la 1 <sup>ère</sup> volée à l'ELS.....	70
<b>Figure III.3.7</b> : Schéma de ferrailage de l'escalier du plancher courante.....	72

<b>Figure III .3.8 :</b> Coupe verticale de la volée de RDC.....	73
<b>Figure III.3.9:</b> Schéma statique de calcul de la 1 <sup>ère</sup> volée à l'ELU.....	75
<b>Figure III.3.10:</b> Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.....	77
<b>Figure III.3.11 :</b> Schéma statique à l'ELS.....	80
<b>Figure III.3.12 :</b> Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS... ..	82
<b>Figure III.4.1 :</b> Schéma de la poutre palière.....	86
<b>Figure III.4.2 :</b> Section de la Poutre palière.....	86
<b>Figure III.4.3 :</b> Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant.....	87
<b>Figure III.4.4:</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	92
<b>Figure III.5.1 :</b> Diffusion de charges dans le feuillet moyen.....	93
<b>Figure III.5.2 :</b> Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x et y-y.....	100
<b>Figure IV.1:</b> Limite des décrochements en plan selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003 .....	105
<b>Figure IV.2 :</b> Limite des décrochements en élévation selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003.....	106
<b>Figure IV.3 :</b> Modélisation numérique de la structure.....	114
<b>Figure IV.4 :</b> Vue de dessus de la disposition des voiles.....	115
<b>Figure V.1.1:</b> Délimitation de la zone nodale.....	122
<b>Figure V.1.2 :</b> Section en flexion composée.....	123
<b>Figure V.2.1:</b> Ferrailage en travée d'une poutre principale.....	143
<b>Figure V.2.2:</b> Ferrailage aux appuis d'une poutre principale.....	143
<b>Figure V.2.3:</b> Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.....	144
<b>Figure V.2.4:</b> Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.....	144
<b>Figure V.3.1 :</b> Diagrammes des contraintes des différentes sections.....	146
<b>Figure V.3.2:</b> Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	148
<b>Figure V.I.1 :</b> Dimensions d'une fondation.....	157
<b>Figure.VII.1 :</b> Schéma statique du mur de soutènement .....	165
<b>Figure.VII.2 :</b> Diagramme des contraintes .....	166

## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers.....6

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

### Chapitre III : Calculs des éléments secondaires.

Tableau III.2.1 : Rapport de charges.....47

Tableau III.2.2 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU....48

Tableau III.2.3 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.....53

Tableau III.3.1 : Poids des revêtements. ....60

Tableau III.3.2 : Charge totale du palier. ....61

Tableau III.3.3 : Charge totale de la volée. ....61

Tableau III.3.4 : Charge totale du palier. ....74

Tableau III.3.5 : Charge totale de la volée. ....75

### Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Tableau IV.1. : Coefficient d'accélération de zone A. ....102

Tableau IV.2 : Valeurs du coefficient de comportement R .....103

Tableau IV.3: Valeurs des pénalités  $P_q$ .....104

Tableau IV.4: Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal....107

Tableau IV.5 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal.....107

Tableau IV.6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal.....119

Tableau IV.7: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal.....119

### Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

Tableau V.1 : Ferrailage des Poutres principales en travée .....134

Tableau V.2 : Ferrailage des Poutres principales aux appuis. ....135

Tableau V.3 : Ferrailage Poutres secondaires en travée.....135

Tableau V.4 : Ferrailage Poutres secondaires aux appuis. ....136

Tableau V.5: Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales. ....142

## **LISTE DES TABLEAUX**

**Tableau V.6: Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires. ....142**

**Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.**

**Tableau VI.1 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.....158**

**Tableau VI.2 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux.....155**

**Tableau VI.3 : Détermination de la résultante des charges.....159**

**Chapitre VI : Etude de mur de soutènement.**

**Tableau. VII.1 : Ferrailage du mur de soutènement.....168**

**Tableau.VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.....169**

.

# *Introduction générale*

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

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

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

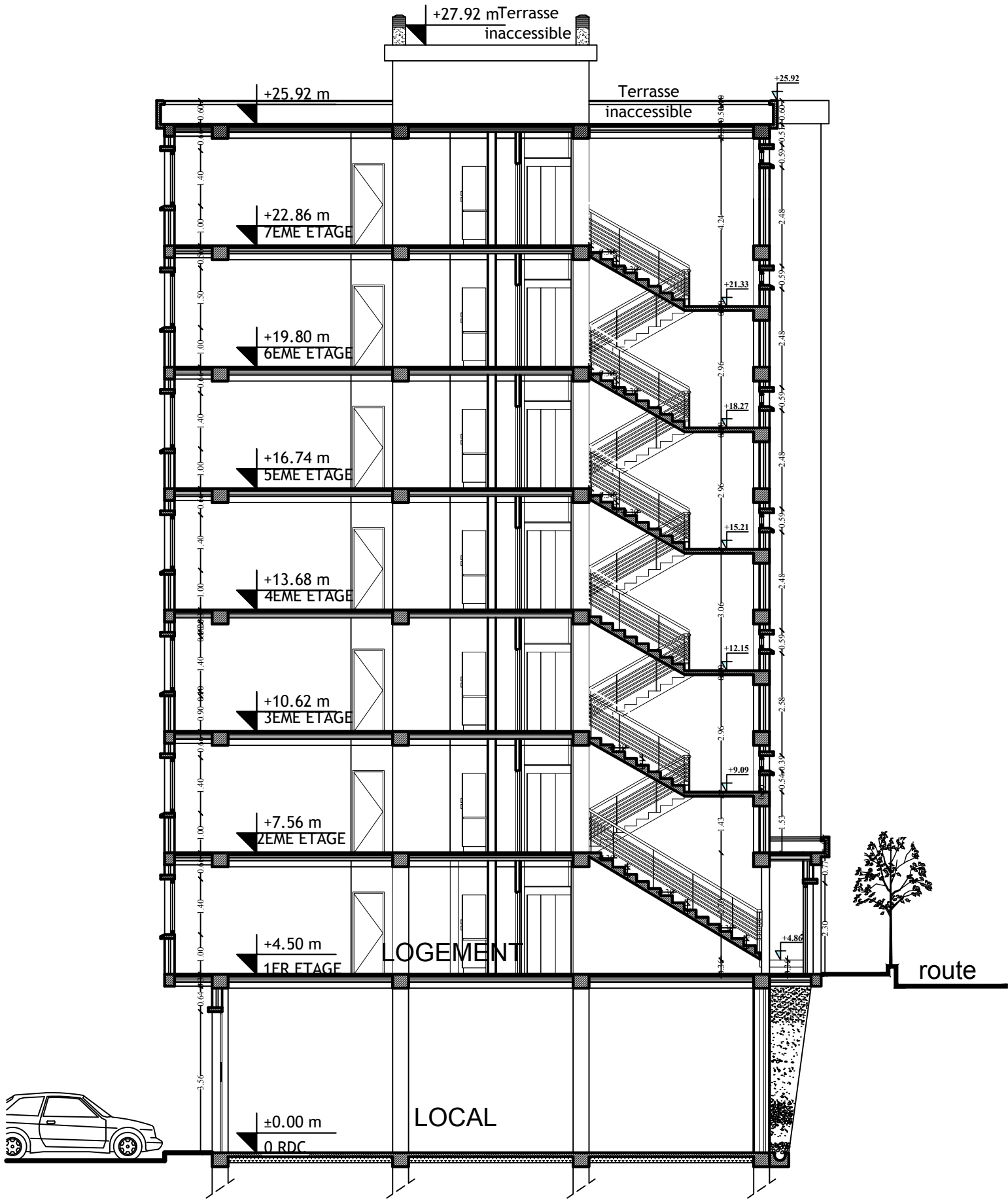
Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

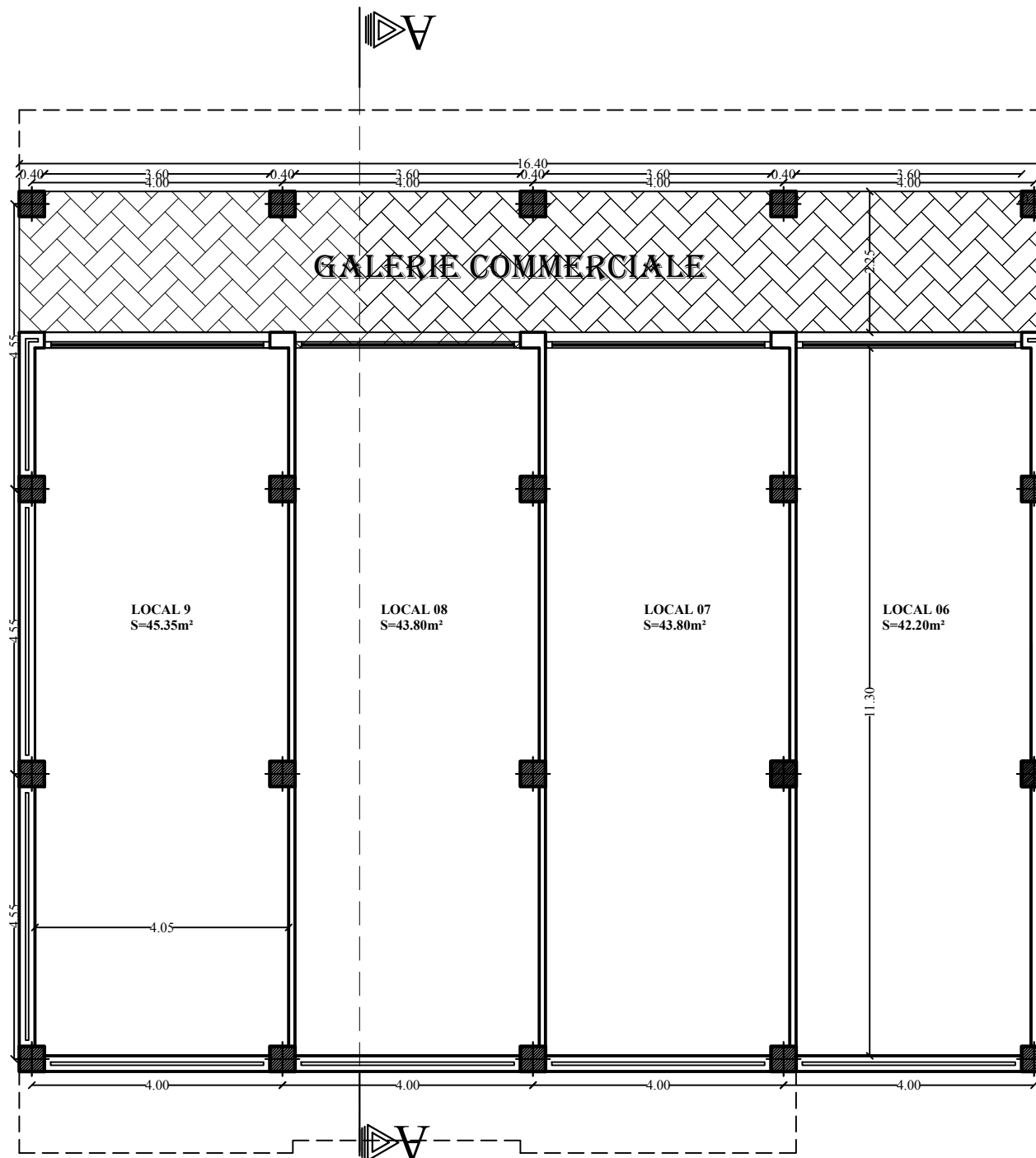
Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

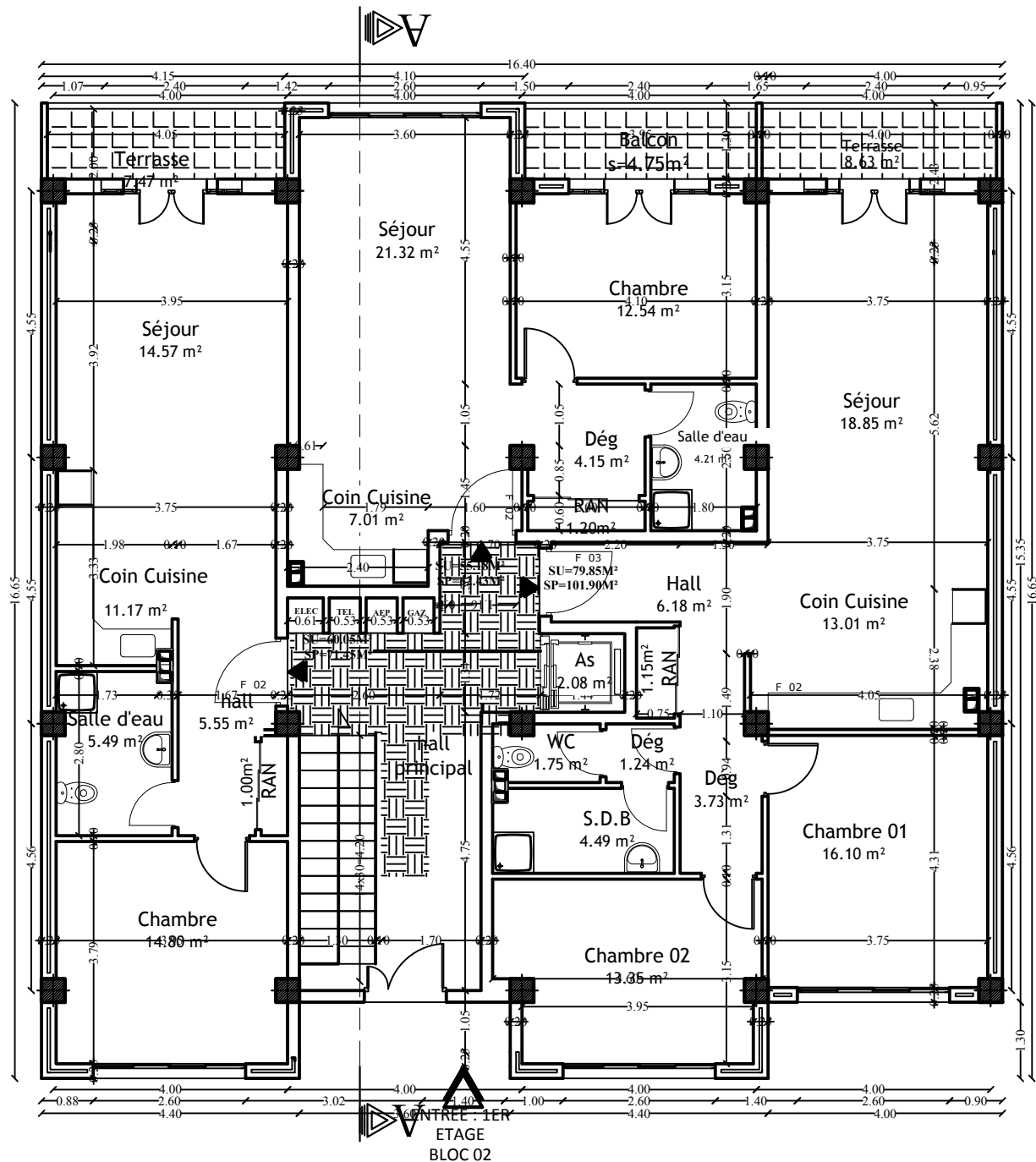
Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

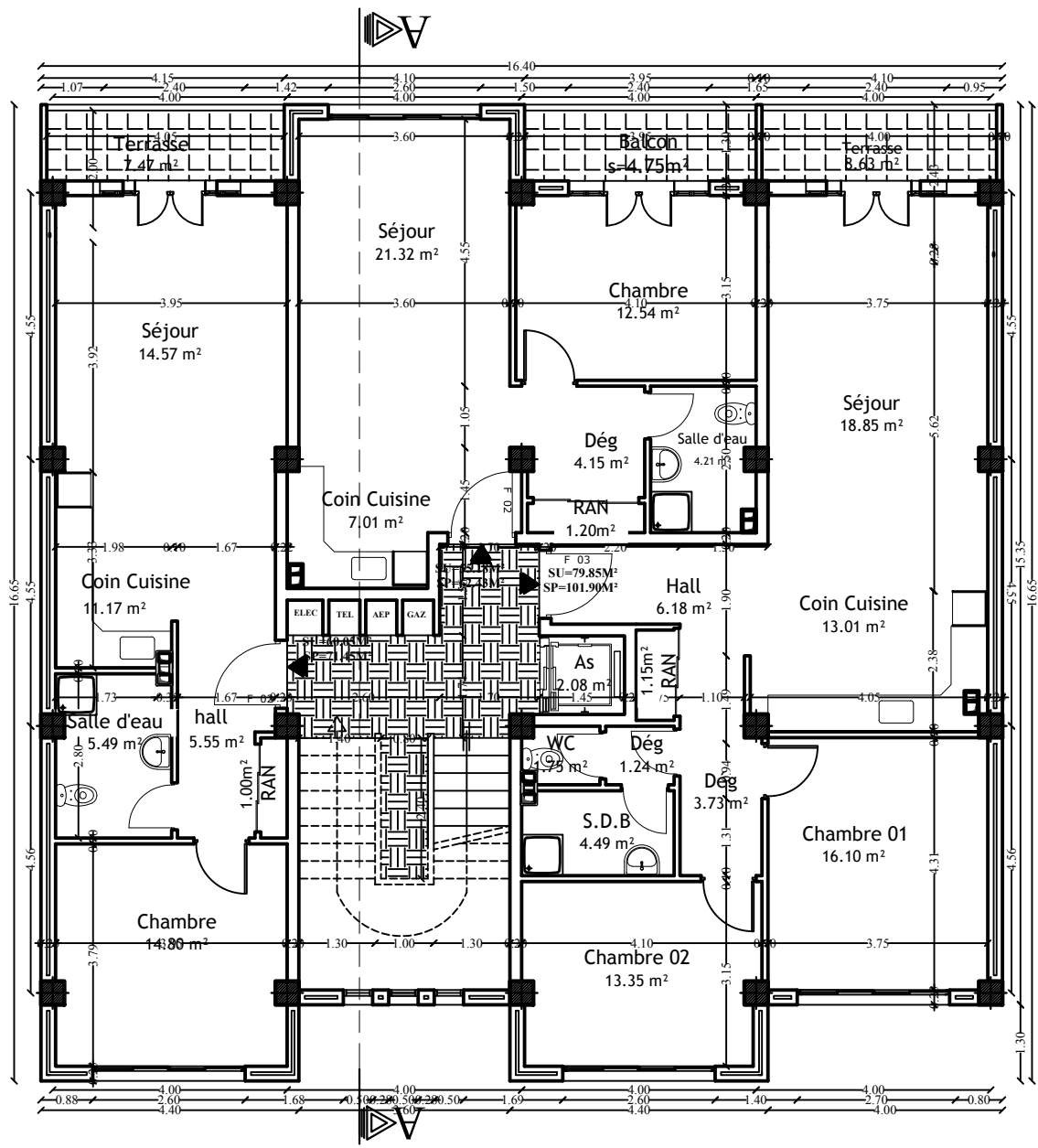
Dans le présent travail, on a utilisé le logiciel ETABS pour la modélisation.

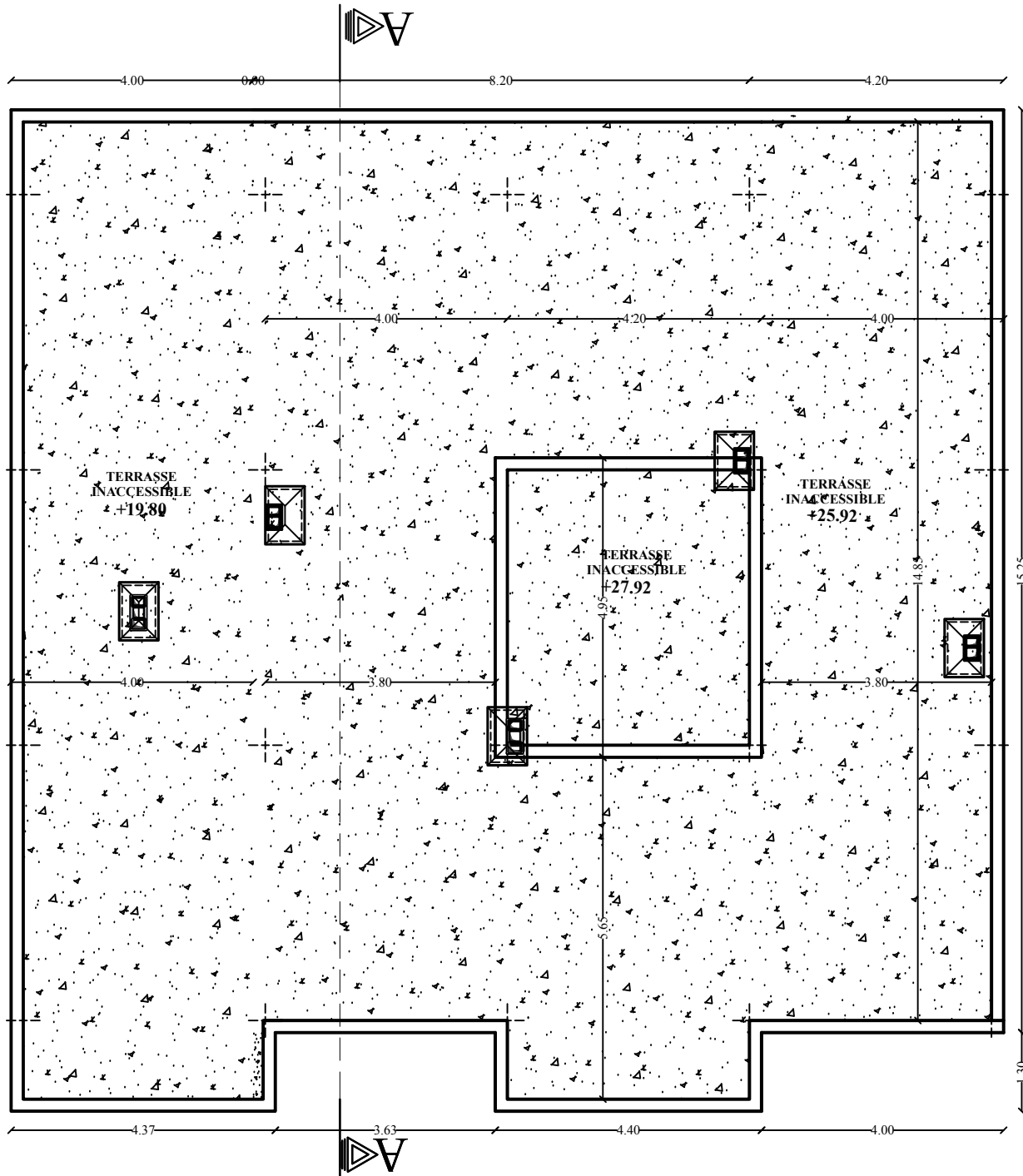
Afin de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en Génie civil, on a choisi une structure (R+6+Sous-sol) à usage d'habitation et Commercial.

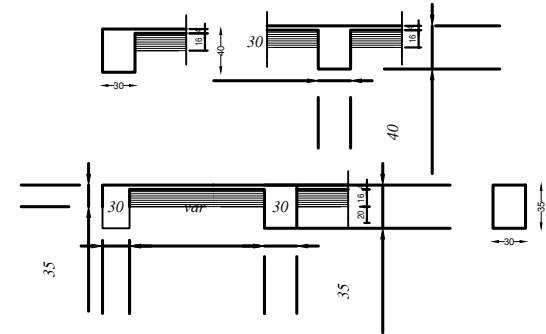
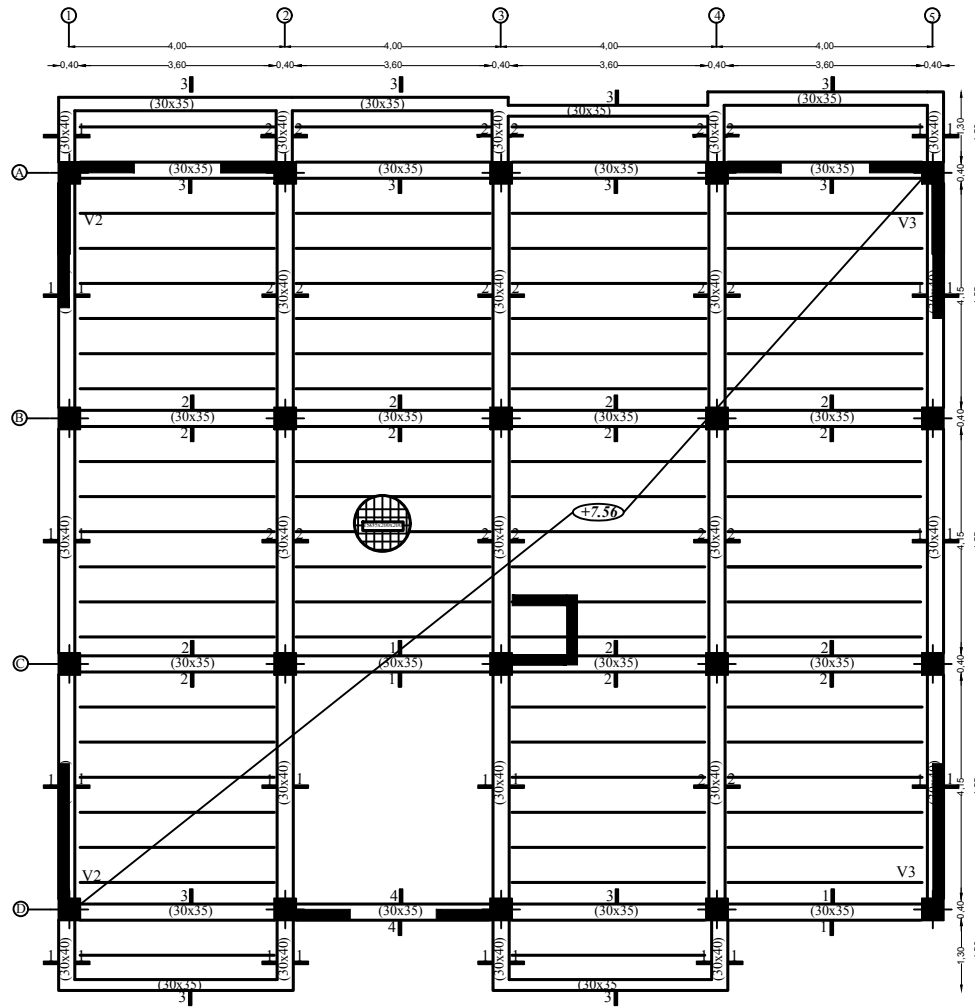




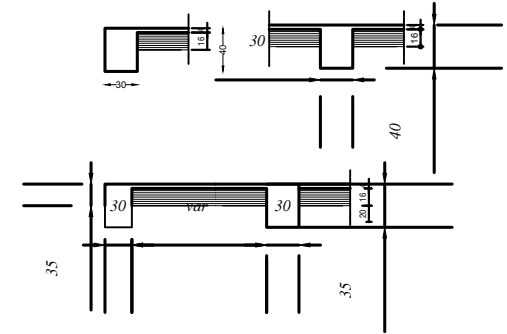
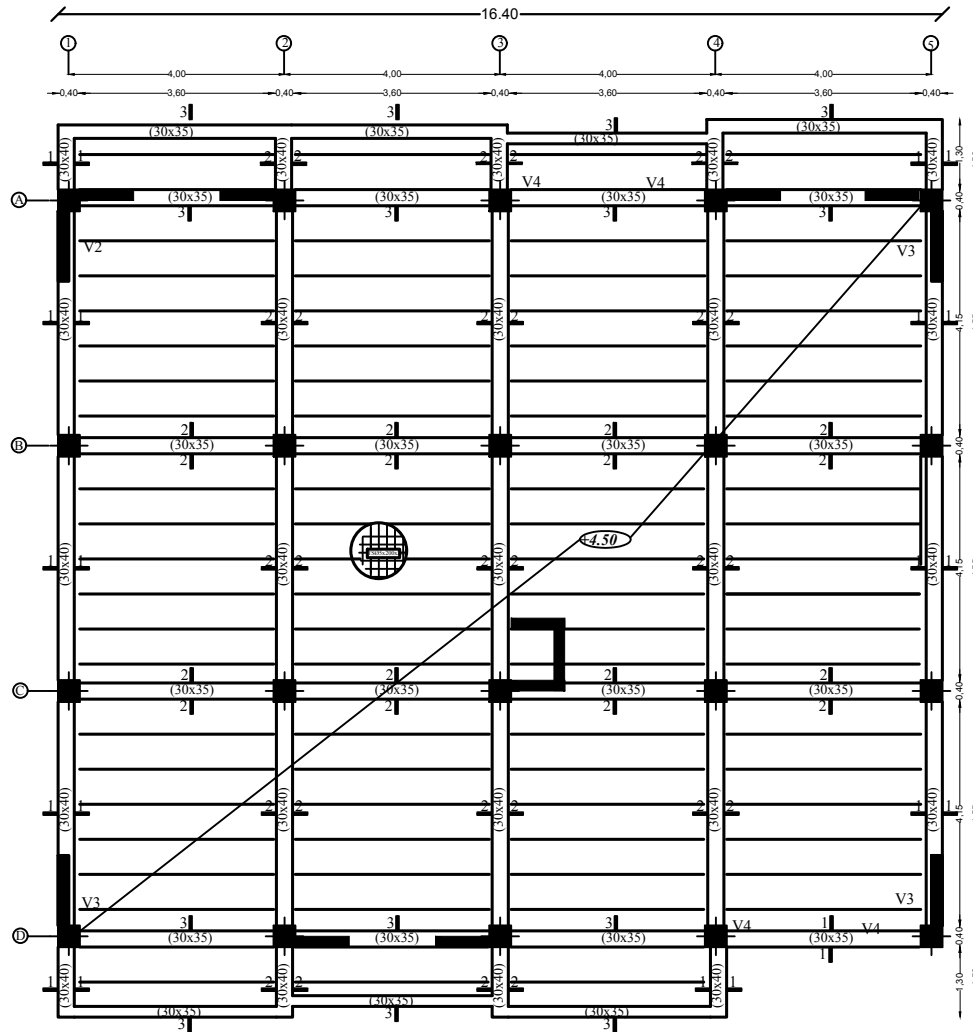




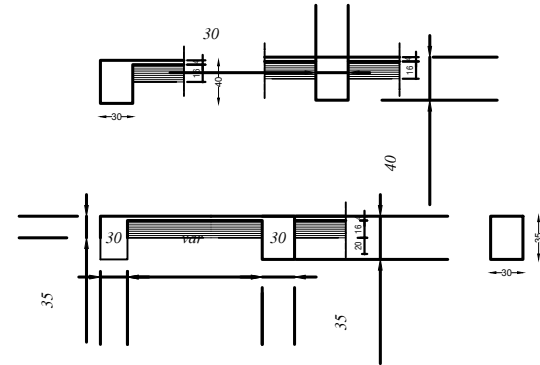
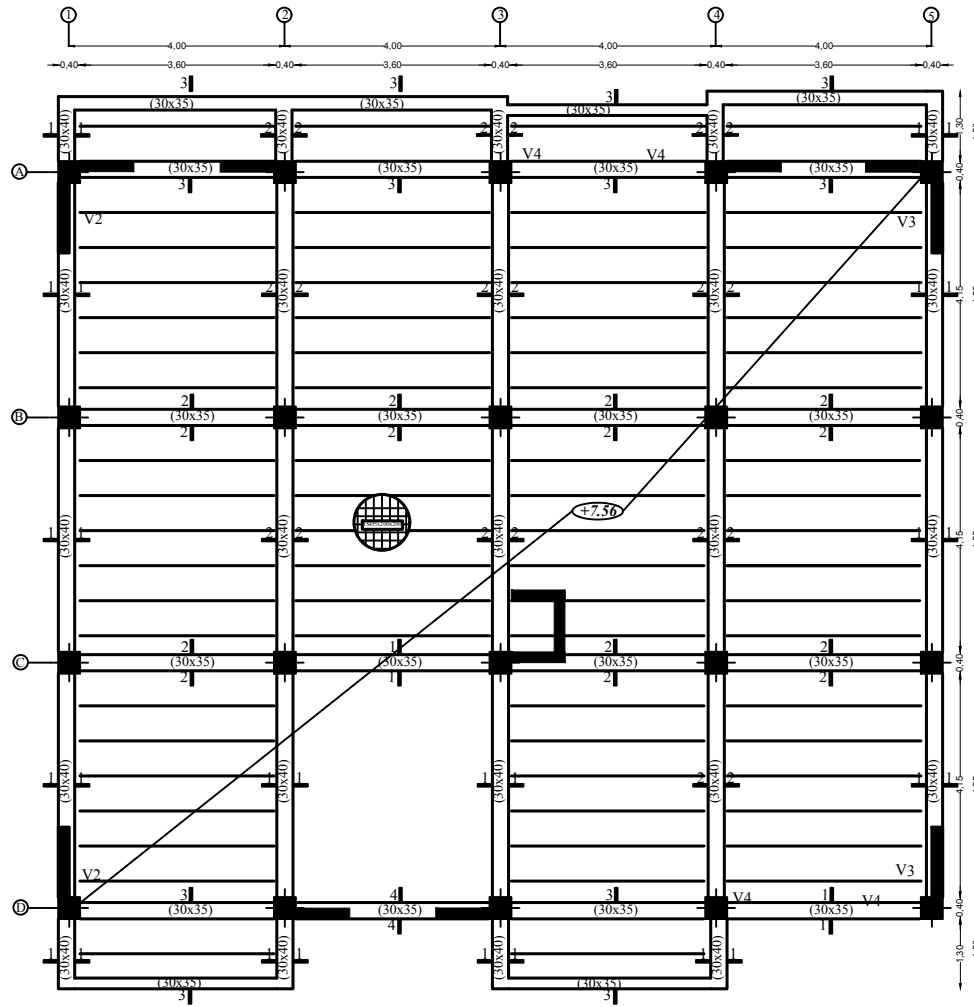




Republique algerienne democratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de genie de la construction Departement de genie civil		<b>disposition des voiles</b>
Etudie par	Mr TALHADJT HACENE Mr BENYAKOUB MOKRANE	Echelle 1/50
Dirigé par	Mr ALICHE AMAR	2017/2018

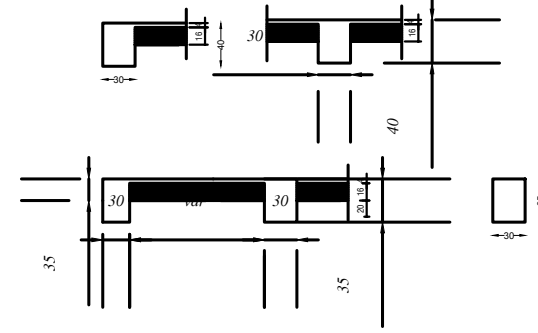
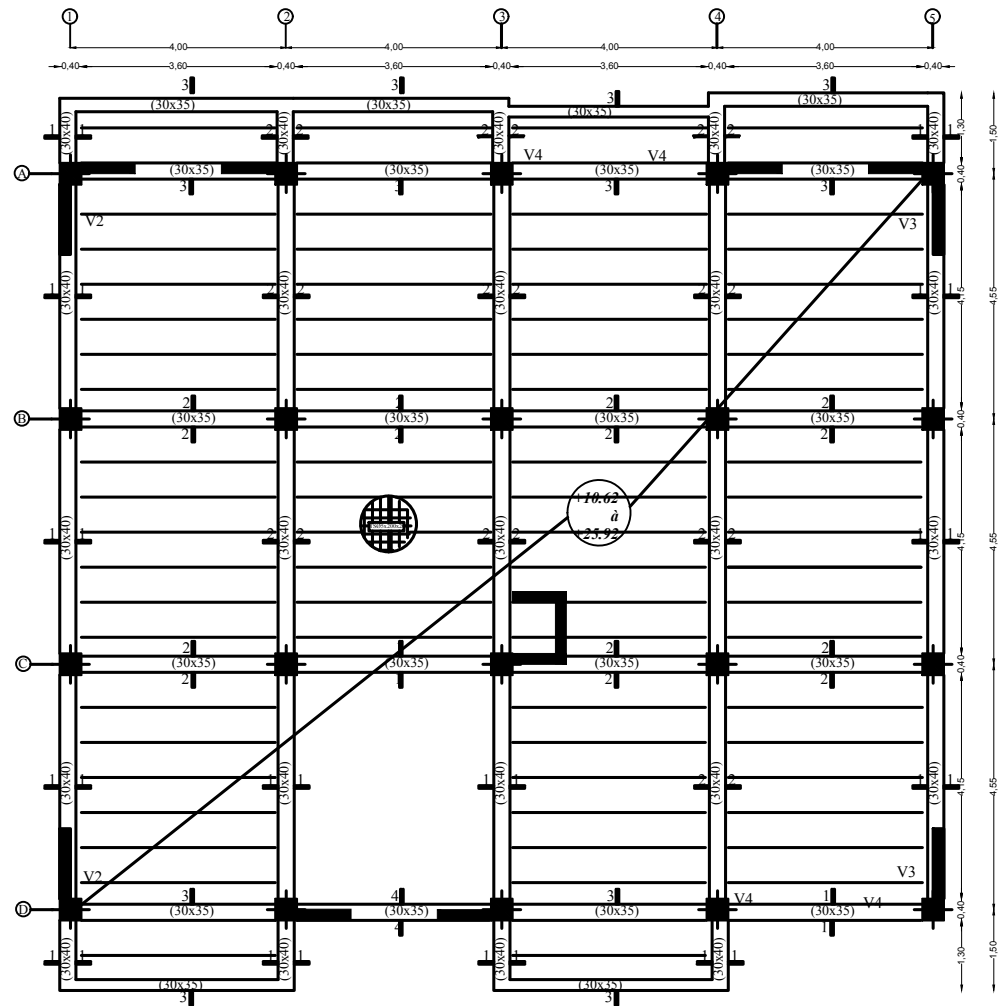


Republique algerienne democratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de genie de la construction Departement de genie civil		coffrage plancherNIV+4.50
Etudie par	Mr TALHADJT HACENE Mr BENYAKOUB MOKRANE	Echelle
Dirigé par	Mr ALICHE AMAR	2017/2018

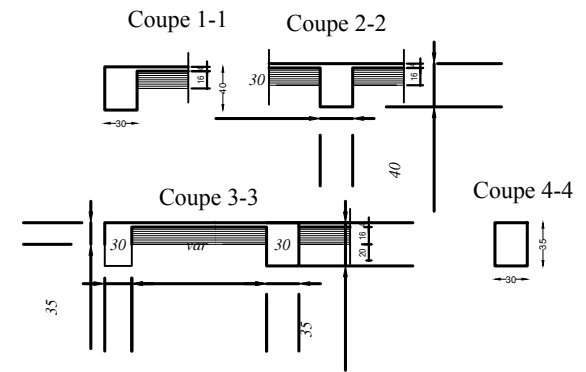
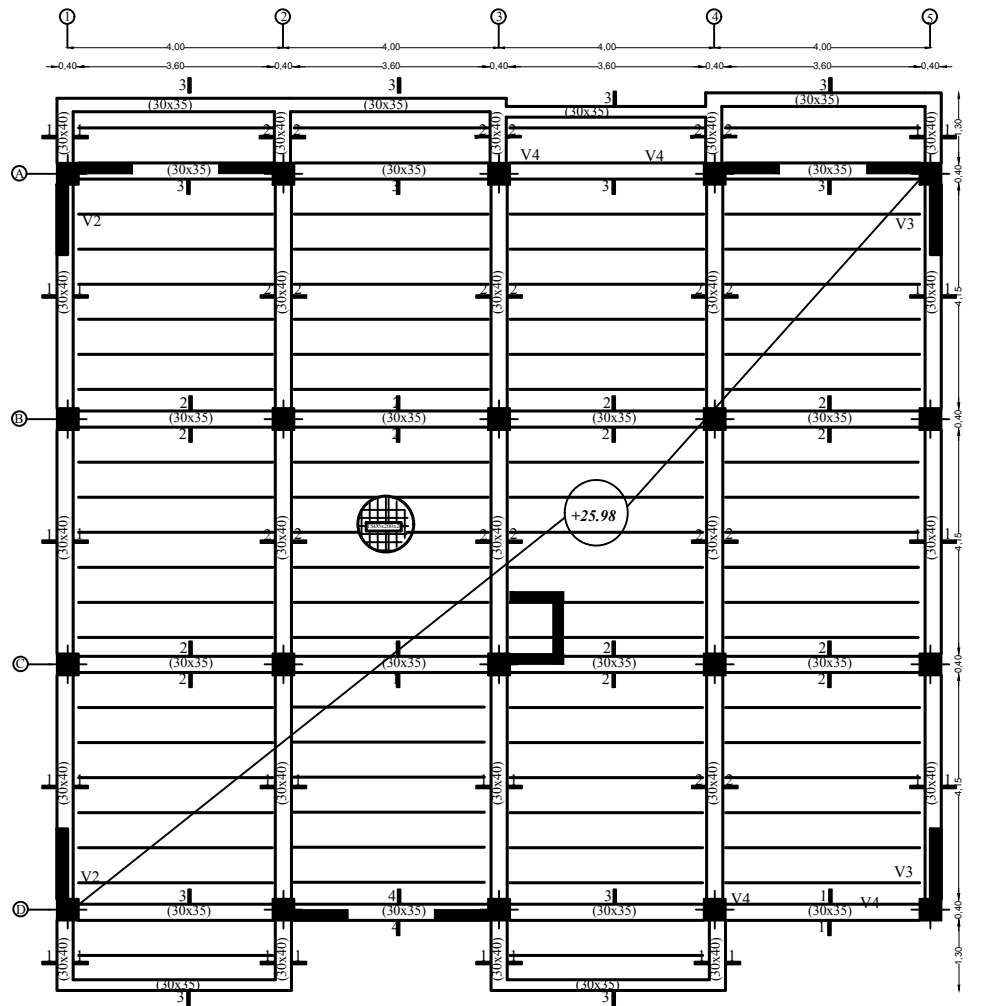


Republique algerienne democratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de genie de la construction Departement de genie civil		<b>coffrage plancher</b> <b>NIV+7.56</b>
Etudie par	Mr TALHADJT HACENE Mr BENYAKOUB MOKRANE	Echelle 1/50
Dirigé par	Mr ALICHE AMAR	2017/2018





Republique algerienne democratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de genie de la construction Departement de genie civil		<b>coffrage planchers</b> <b>NIV+10.62A+25.92</b>
Etudie par	Mr TALHADJT HACENE Mr BENYAKOUB MOKRANE	Echelle
Dirigé par	Mr ALICHE AMAR	2017/2018



Republique algerienne democratique et populaire  
 Université Mouloud Mammeri de T.O  
 Faculté de genie de la construction  
 Departement de genie civil

coffrage plancher  
 NIV+25.92

Etudie par Mr TALHADJT HACENE  
 Mr BENYAKOUB MOKRANE

Echelle

Dirigé par Mr  
 ALICHE AMAR

2017/2018

## I.1. Description de l'ouvrage

Notre projet consiste en l'étude d'un bâtiment R+6+sous-sol à usage d'habitation et commercial. L'ouvrage est du groupe d'usage 2. Il est implanté à TIZI-OUZOU, classé selon le Règlement Parasismique Algérien comme une zone de moyenne sismicité (zone II a).

La contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2,5$  bar

## I.2. Caractéristiques géométriques

Caractéristiques géométriques	Unité (m)
longueur totale du bâtiment	<b>16,65</b>
largeur totale du bâtiment	<b>16,40</b>
hauteur totale du bâtiment	<b>25,92</b>
hauteur d'étage courant	<b>3,06</b>
hauteur du rez-de-chaussée	<b>3,06</b>
hauteur du sous-sol	<b>4,50</b>
hauteur de l'acrotère	<b>0,60</b>

## 1.3. Eléments de l'ouvrage

### a) Ossature

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature mixte, composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges.
- Un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), consistant en un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

### b) Planchers

-Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour rôles essentiels :

- les transmissions de différentes charges verticales et horizontales aux éléments structuraux,
- la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs,
- une isolation thermique et acoustique.

-A l'exception de la cage d'ascenseur, tous les planchers de notre bâtiment sont réalisés avec des corps creux, une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens longitudinal (porteur)

-Le plancher terrasse est inaccessible et comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

#### c) Maçonnerie

-Les façades seront réalisées en double cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm, pour tous les étages.

-Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

#### d) Revêtements

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs des façades extérieures.
- Enduits de plâtre pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux.

#### e) Escaliers

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux. Ce sont des escaliers à deux volées en béton armé (paliers et paillasse), coulés sur place.

#### f) Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles de béton armé.

#### g) Coffrage

On a opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage classique en bois pour les portiques.

### I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

#### I.4.1. Béton

Le béton est un mélange ciment, sable, granulats, et eau, dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment portland composé (CPJ). La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée au laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique de 25Mpa

##### a) Résistance caractéristique à la compression

La résistance à la compression se mesure par compression axiale de cylindres droits de révolution (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur .

Résistance caractéristique à la compression à jour	% résistance du béton
A 1 J	15%
A 3 J	50%
A 7 J	70%
A 14 J	80%
A 21 J	90%
A28 J	99%

Le béton évolue avec le temps à 28 jours la résistance à la compression est dite: résistance caractéristique à la compression et, notée  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (Art A2.1, 11 B.A.E.L 91):

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28}$  en Mpa; pour  $f_{c28} \leq 40MPa$ ,
- $f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28}$  en Mpa ; pour  $f_{c28} \geq 40MPa$ .

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de  $f_{c28} = 25$  MPa.

### **b) Résistance caractéristique à la traction « $f_{tj}$ » Art A2.112 BAEL91,**

La résistance caractéristique à la traction à j jour notée  $f_{tj}$  est conventionnellement, définie en fonction de la résistance à la compression par la formule suivante:

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

### **c) Contraintes limites de service à la compression**

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \text{ en Mpa} \quad (\text{Art 4.5 .2 BAEL 91})$$

#### **c.1) Contraintes limite de résistance à la compression « $f_{bu}$ »**

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous ArtA4.3. 41BAEL91 :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ en Mpa}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité  $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1,15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

$\theta$  : coefficient de durée d'application des actions considérées,

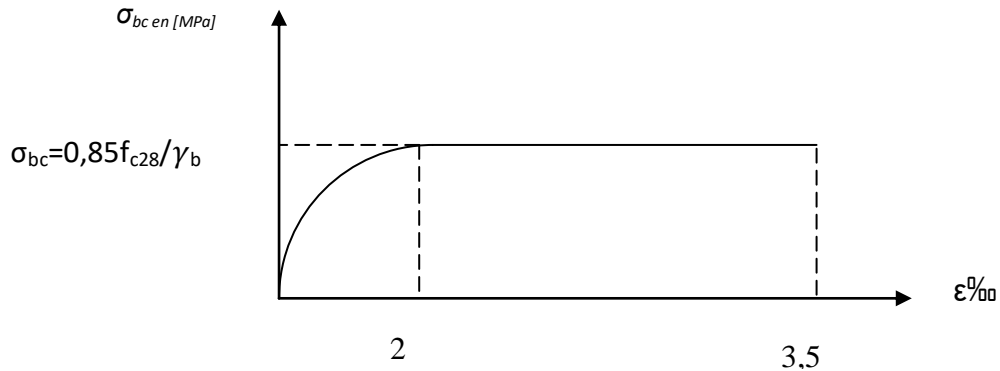
$\theta=1$  : si la durée d'application est  $>24h$ ,

$\theta=0,9$  : si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0,85$  : si la durée d'application est  $< 1h$ ,

Pour  $\gamma_b=1,5$  et  $\theta=1$ , on aura  $f_{bu} = 14,2$  Mpa

Pour  $\gamma_b = 1,15$  et  $\theta=0,85$ , on aura  $f_{bu} = 21,74$  MPa.

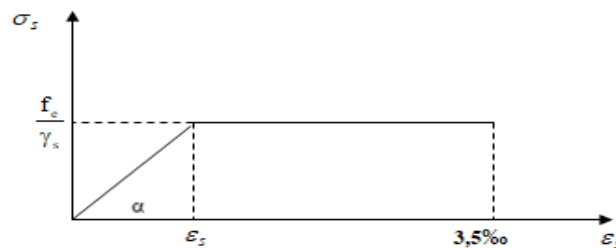


**Figure .I.1 : Diagramme simplifié contraintes déformations du béton à l'ELU.**

**C-2) Contrainte limite de service à la compression (Art : A4.5, 2 B.A.E.L)**

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$  en Mpa, à 28 jours  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa avec  $f_{c28} = 25$ Mpa



**Figure .I.2: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.**

$\epsilon_s$  : déformation relative de service du béton en compression.

$\tan \alpha = E_b = \text{constant}$  (module d'élasticité).

**C.3) contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL)**

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$  ; Avec  $V_u$  : effort tranchant dans la section étudiée.

$b$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile.

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

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

### I.4.2. Module d'élasticité

Selon la durée des sollicitations on distingue deux types de modules :

#### a) Module de déformation longitudinale instantanée du béton

(Art : A2.1, 21 BAEL)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en Mpa}$$

Pour  $f_{c28} = 25\text{MPa}$   $\longrightarrow$   $E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$ .

#### b) Module de déformation longitudinale différée du béton

(Art : A2.1, 22 BAEL)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa.}$$

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

#### c) Module d'élasticité transversale

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

$\mu$  : coefficient de poisson,

$E$  : module de YOUNG.

### I.4.3. Coefficient de poisson (Art : A2.1, 3 BAEL)

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

$\nu = 0,2$  à l'état limite de service.

$\nu = 0$  à l'état limite ultime.

### I.4.4. Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, on utilisera 3 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivants :

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

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité $f_e$ [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration ( $\eta$ )	Coefficient de scellement ( $\psi$ )
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14‰	1,6	1,5
	Ronds lisses FeE250	RL	235	410-490	22‰	1	1
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520 ( $\Phi < 6\text{mm}$ )	TS	550	550	8‰	1,3	1

#### I.4.4.1. Module de déformation longitudinale

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier  $E_s = 200000$  MPa

#### I.4.4.2. Contraintes limites

##### a) Contrainte limite ultime

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$f_e$  : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que :  $\begin{cases} \gamma_s = 1,5 \mapsto \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1,15 \mapsto \text{situation accidentelle} \end{cases}$

$\bar{\sigma}_{st} = 384$  MPa pour les HA.

##### b) Contrainte limite de service

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

###### ➤ Fissurations peu nuisibles

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) :  $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

###### ➤ Fissurations préjudiciables

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

➤ **Fissurations très préjudiciables**

Dans ce cas là, on note :

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

$\eta$ : coefficient de fissuration.

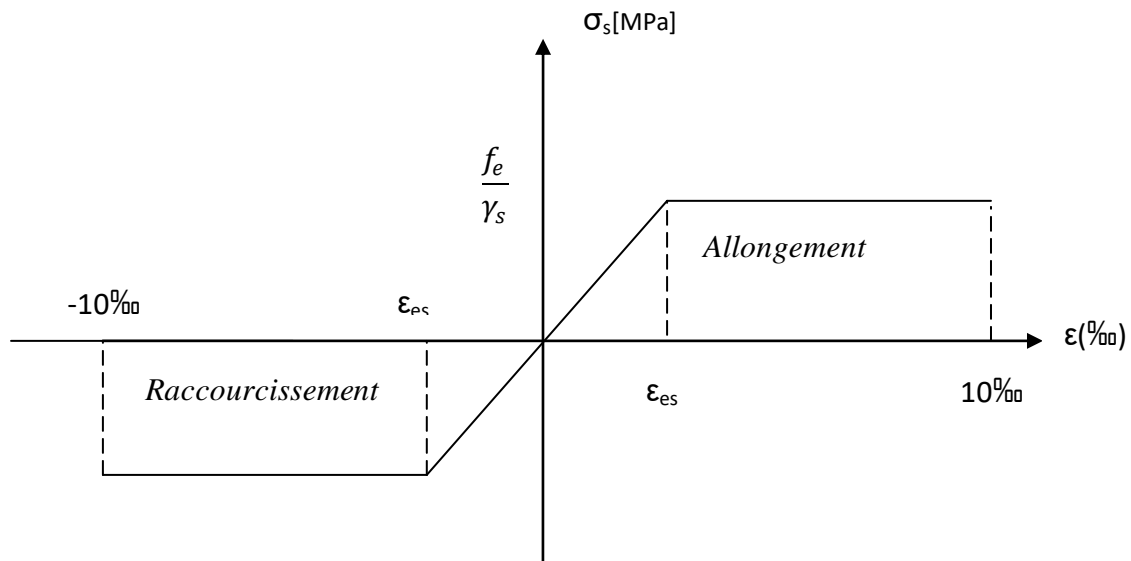
$\eta=1,6$  pour les adhérences (HA) de diamètre  $\geq 6$ mm.

$\eta= 1.3$  pour les HA<6mm

$\eta=1.0$  pour les aciers ronds lisses.

### I.4.4.3. Diagramme contraintes déformations de l'acier

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :



**Figure I.3 : Diagramme contraintes déformations de l'acier**

#### **I.4.4.4. Protection des armatures (Art A7.1 BAEL)**

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

- $C \geq 5$  cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3$  cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1$  cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

## **CHAPITRE II pré-dimensionnement des éléments et descente des charges**

### **II.1.Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2)**

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

#### **II.1.1.Charges permanentes**

##### **a) Plancher « terrasse »**

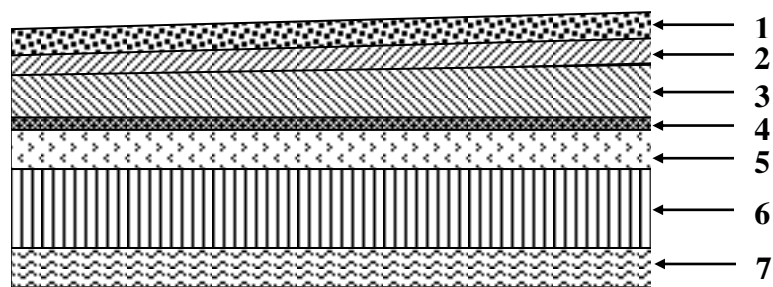
On a, la charge  $G = \rho e$

$\rho$  : Poids volumique

$e$  : l'épaisseur de l'élément

#### **•charges permanentes des éléments constituant le plancher terrasse.**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,06	22	1,32
4	Feuille de polyrâne	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2,8
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				<b>G = 5,46</b>



**Figure II.1** : Eléments constituant le « plancher-terrasse ».

## CHAPITRE II pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

### b) Plancher "étage – courant"

- Charges permanentes des éléments constituant le plancher « étage courant »

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en corps creux	0,2	14	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons de séparation interne	0,1	9	0,9
				<b>G = 5,10</b>

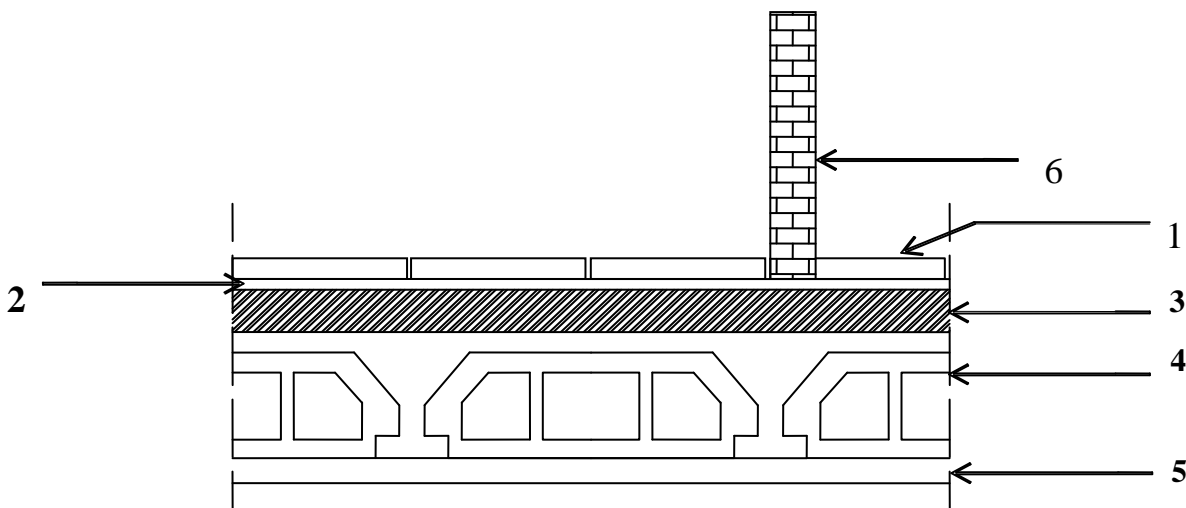
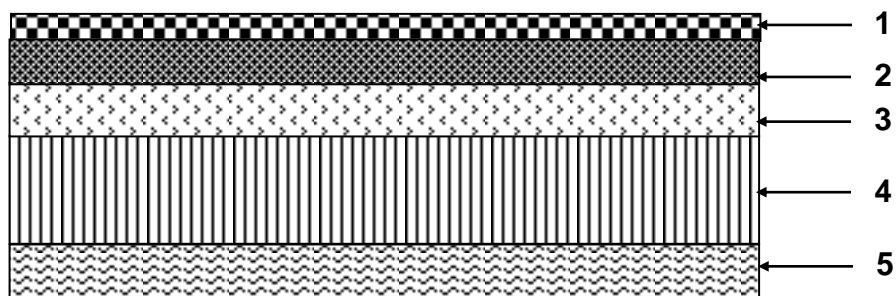


Figure II.2 : Eléments constituant le plancher « étage-courant »

### c) Dalle pleine

#### • Charges permanentes des éléments constituant la dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	2	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier ciment	0,02	22	0,44
				<b>G = 5,39</b>



**Figure II.3 :** Eléments constituant la dalle pleine.

## CHAPITRE II pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

### d) Maçonnerie

#### ➤ Murs extérieurs

##### • Charges permanentes des éléments des murs extérieurs

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Lame d'air	0,05	-	-
4	Briques creuses	0,1	9	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				<b>G = 2,44</b>

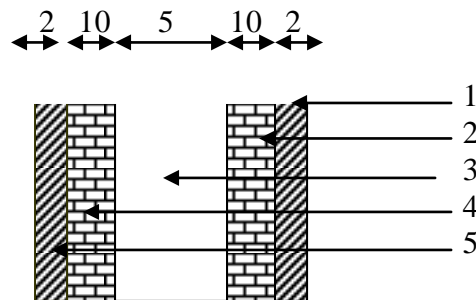


Figure II.4 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

#### ➤ Murs intérieurs

##### • Charges permanentes des éléments des murs intérieurs

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
				<b>G = 1,4</b>

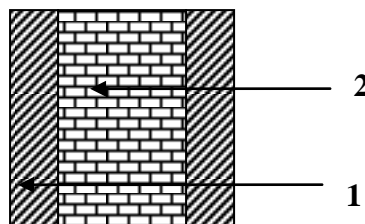


Figure II.5 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

## CHAPITRE II pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

### e) L'acrotère

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

$$G = \rho \times S \times 1m = 25[0,60 \times 0,1 + 0,1 \times 0,07 + 0,03 \times 0,1/2] = 1,712 \text{KN}.$$

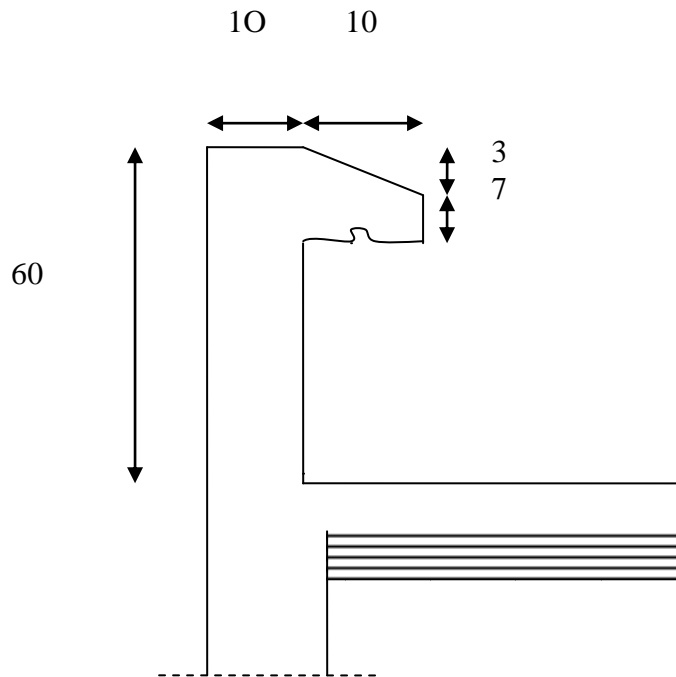


Figure II.6: coupe verticale de l'acrotère

### f) Balcon en dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	2	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier ciment	0,02	22	0,44
				<b>G = 5,39</b>

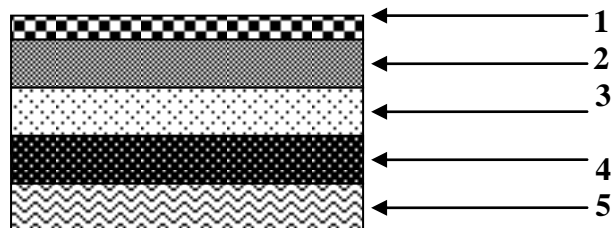


Figure II.7: Eléments constituant la dalle pleine.

## **CHAPITRE II pré-dimensionnement des éléments et descente des charges**

### **g) Les Charges permanentes des voiles**

<b>N°</b>	<b>Eléments</b>	<b>Epaisseur (m)</b>	<b>Poids volumique [KN/m<sup>3</sup>]</b>	<b>Charges [KN/m<sup>2</sup>]</b>
<b>1</b>	Béton armé	0,20	25	5
<b>2</b>	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
<b>3</b>	Enduit de ciment	0,02	22	0,44

**Avec :**

$$\mathbf{G_{voile_{ext}}} = 5 + 0,2 + 0,44 = 5,64 \text{ KN/m}^2$$

$$\mathbf{G_{voile_{int}}} = 5 + 0,2 \times 2 = 5,40 \text{ KN/m}^2$$

### **II.1.2.Surcharges d'exploitations**

<b>Eléments</b>	<b>Surcharges</b>
◆ Acrotère	1 KN/m <sup>2</sup>
◆ Plancher terrasse inaccessible	1 KN/m <sup>2</sup>
◆ Plancher étage courant (habitation)	1,5 KN/m <sup>2</sup>
◆ Plancher étage courant (Bureaux)	2,5 KN/m <sup>2</sup>
◆ Escaliers	2,5 KN/m <sup>2</sup>
◆ plancher bas d'étage RDC	3,5 KN/m <sup>2</sup>
◆ balcons	3,5 KN/m <sup>2</sup>

## CHAPITRE II pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

### II.2.Pré-dimensionnement

#### II.2.1.Planchers

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour disposées suivant les petites portées.

Ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

La hauteur d'étage doit satisfaire la condition suivante :

$$h_{tp} > \frac{L}{22,5}$$

avec :

$h_{tp}$  : hauteur totale du plancher.

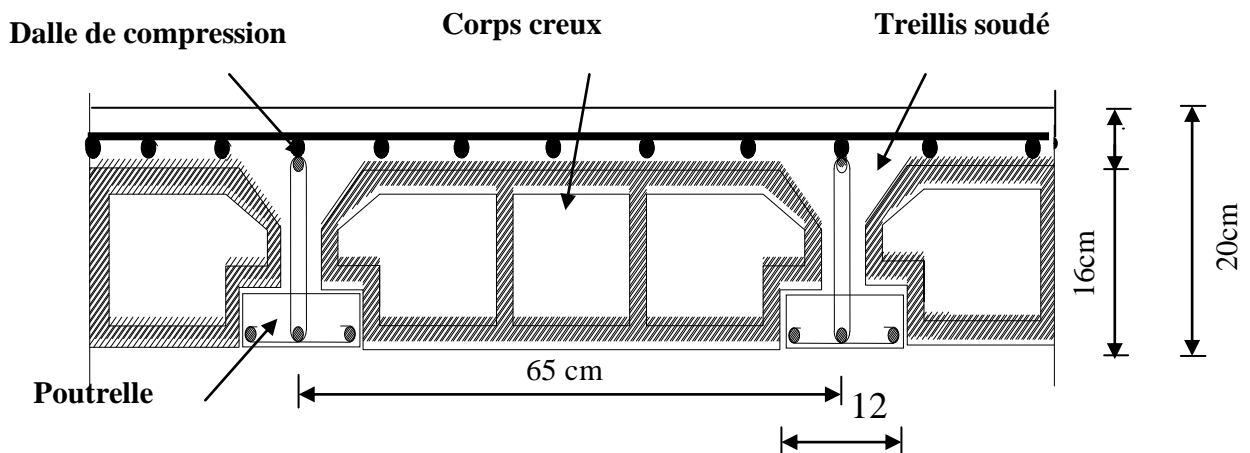
$L$  : longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas :

$$L = 360 \text{ cm} \longrightarrow h_{tp} \approx 16 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

On opte pour une hauteur de plancher de (20 cm) soit (16+4) qui sera valable pour tous les étages.



*Figure II.8: Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.*

## CHAPITRE II pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

### II-2-2/ Poutres

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

☆ Hauteur :

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

avec,  $L$  : la portée libre de la poutre.

☆ Largeur:

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

#### a) Poutres secondaires

☆ Hauteur :

$$L_{\max} / 15 \leq h_t \leq L_{\max} / 10$$

$$(400-40)/15 \leq h_t \leq (400-40)/10$$

$$24 \leq h_t \leq 36$$

$h_t = 30, 35$  cm

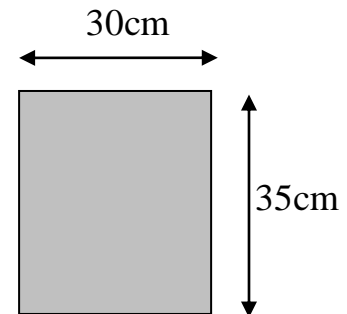
On prend :  $h_t = 35$  cm

☆ Largeur :

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

$$14 \leq b \leq 24,5$$

On prend :  $b = 30$  cm



#### b) Poutres principales

☆ Hauteur :

$$L_{\max} / 15 \leq h_t \leq L_{\max} / 10$$

$$(456-40)/15 \leq h_t \leq (456-40)/10$$

$$27,73 \leq h_t \leq 41,6$$

$h_t = 30, 35, 40$  cm

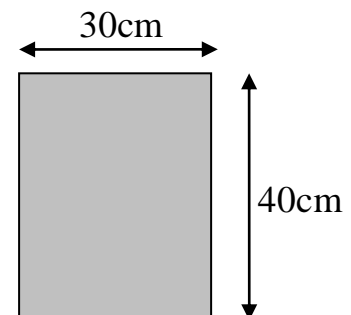
On prend:  $h_t = 40$  cm

☆ Largeur :

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

$$16 \leq b \leq 28$$

On prend  $b = 30$  cm



## **CHAPITRE II pré-dimensionnement des éléments et descente des charges**

### **c) Vérification (RPA99 Art 7-5-1)**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$h/b \leq 4$$

	<b>Poutres principales</b>	<b>Poutres secondaires</b>	<b>Vérifié oui/non</b>
<b>Hauteur (cm)</b>	$40 \geq 30$	$35 \geq 30$	Oui
<b>Largeur (cm)</b>	$30 \geq 20$	$30 \geq 20$	Oui
<b>Hauteur/largeur</b>	$1,33 \leq 4$	$1,16 \leq 4$	Oui

On adoptera les dimensions suivantes :

**(30x 35) cm.cm pour les poutres secondaires**

**(30x 40) cm.cm pour les poutres principales**

### **II.2.3.Poteaux**

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N$ , on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad \text{Avec: } (N_s = G + Q).$$

$N_s$  : Effort normal de compression à la base du poteau,

$S$  : section transversale du poteau,

$G$  : charge permanente,

$Q$  : surcharge d'exploitation

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite de compression du béton, donnée par :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

## CHAPITRE II pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

a) Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité

$$S_p = (4,6 - 0,45) \times (4 - 0,40) = 14,94 \text{ m}^2$$

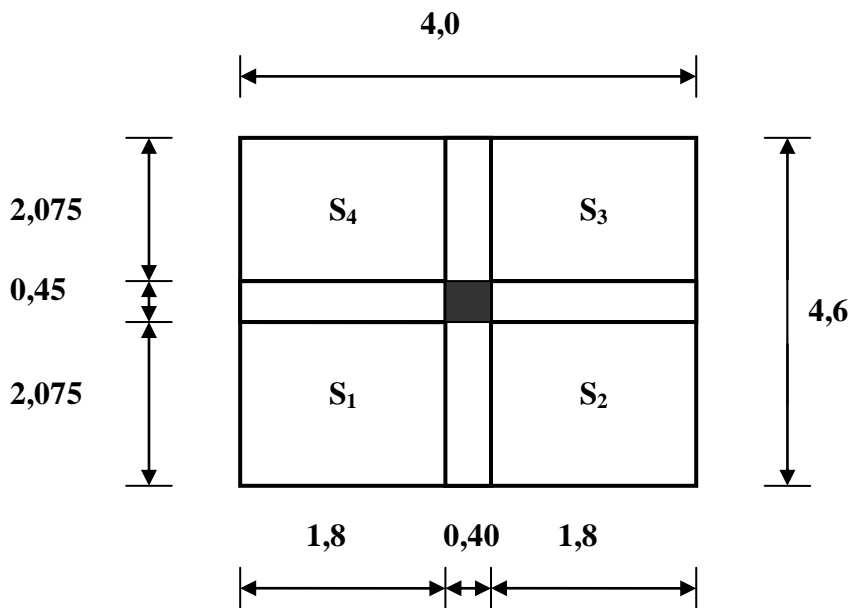


Figure II.9 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

**NB :** On prend la section minimale des poteaux à  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

b) Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau

Plancher	Charge permanente des poutres $G \text{ (KN/m}^2\text{)}$	Charge permanente totale des poutres $P_{\text{totale}} = G_{pp} + G_{ps} \text{ (KN)}$
Poutres principales	$G_{pp} = [0,30 \times 0,40 \times (4,6 - 0,40)] \times 25 = 12,60$	$P_{\text{totale}} = 12,60 + 9,45 = \mathbf{22,05}$
Poutres secondaires	$G_{ps} = [0,30 \times 0,35 \times (4,00 - 0,40)] \times 25 = 9,45$	

c) Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau

Plancher	Surface d'influence $S \text{ (m}^2\text{)}$	Charges $G \text{ (KN/m}^2\text{)}$	Charges permanentes du plancher $P \text{ (KN)}$
Terrasse	14,94	5,46	$P_{\text{terrasse}} = G \times S = 81,57$
Etage courant	14,94	5,10	$P_{\text{e.courant}} = G \times S = 76,194$

## **CHAPITRE II pré-dimensionnement des éléments et descente des charges**

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

Poteau d'étage courant .....  $G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN}$

Poteau de RDC : .....  $G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 4,50 = 10,125 \text{ KN}$

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

Plancher terrasse inaccessible : .....  $Q = 15,12 \times 1 = 15,12 \text{ KN}$

Plancher étage courant (habitation) .....  $Q = 15,12 \times 1,5 = 22,68 \text{ KN}$

Plancher de RDC .....  $Q = 15,12 \times 3,5 = 52,92 \text{ KN}$

Plancher de SS .....  $Q = 15,12 \times 2,5 = 37,80 \text{ KN}$

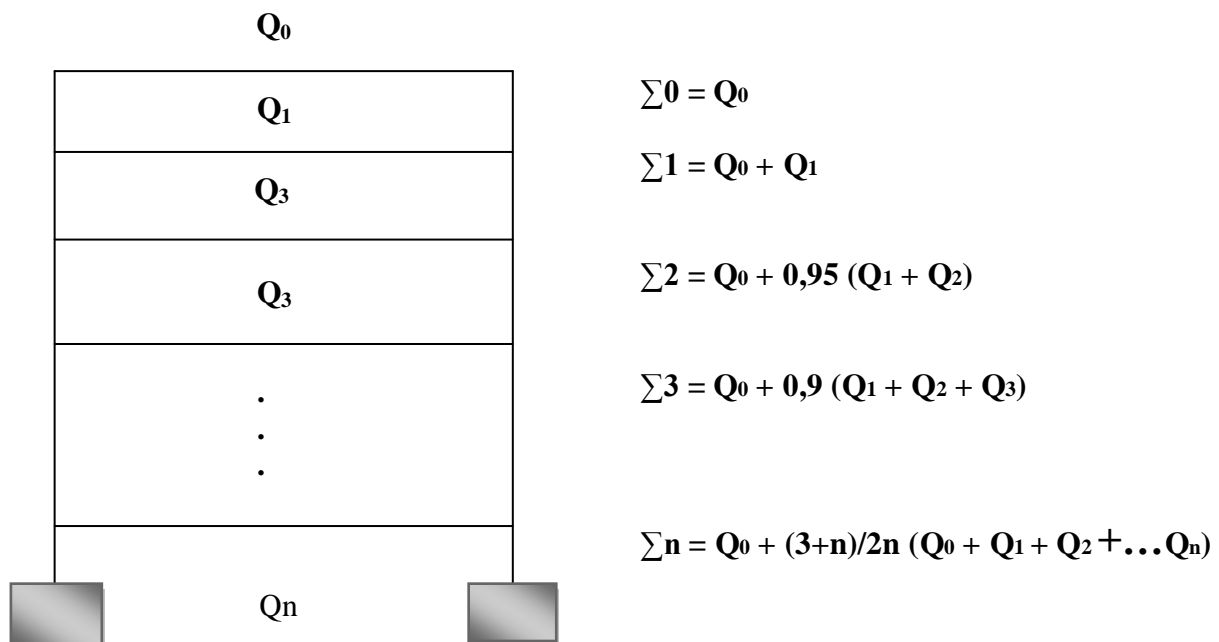
## **II-2-4 Loi de dégression des charges d'exploitation**

Les règles de BAEL91 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité 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 .

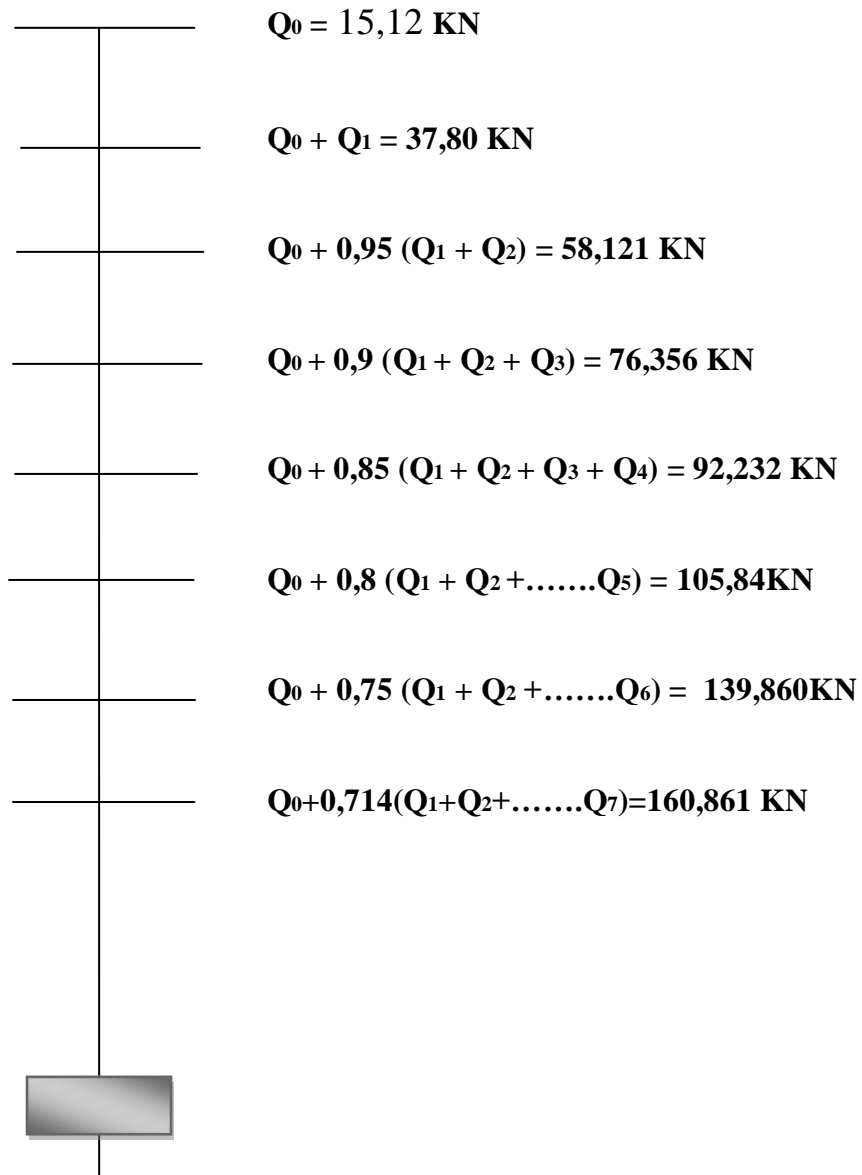
On adopte pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes



## CHAPITRE II pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

### Coefficients de dégression de surcharge

Niveau	6	5	4	3	2	1	RDC	SS
coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714



## CHAPITRE II pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

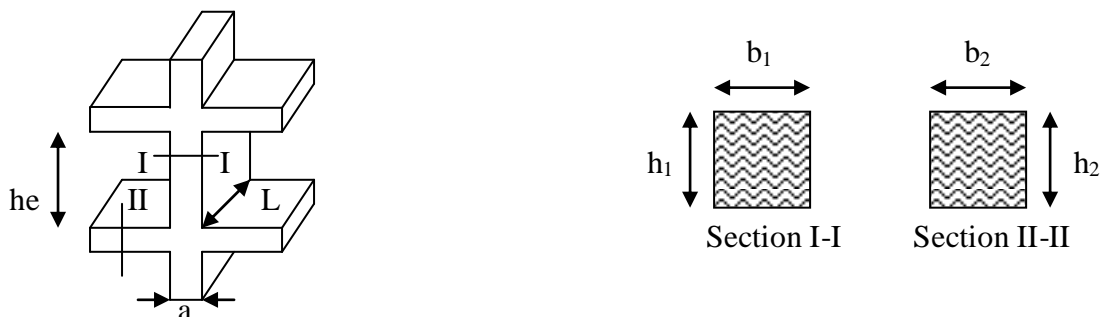
### II-2-5 : Dimension des sections des poteaux

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>
<b>6</b>	88,555	6,885	22,05	117,49	117,49	1	15,12	15,12	132,61	88,406	<b>30x35</b>
<b>5</b>	77,112	6,885	22,05	106,047	223,537	1	22,68	37,80	261,337	174,224	<b>30x35</b>
<b>4</b>	77,112	6,885	22,05	106,047	329,584	0,95	22,68	60,48	390,064	260,042	<b>40x35</b>
<b>3</b>	77,112	6,885	22,05	106,047	435,631	0,9	22,68	83,16	518,791	345,860	<b>40x35</b>
<b>2</b>	77,112	6,885	22,05	106,047	541,678	0,85	22,68	105,84	647,518	431,678	<b>40x35</b>
<b>1</b>	77,112	6,885	22,05	106,047	647,725	0,8	22,68	128,52	776,245	517,496	<b>45x40</b>
<b>RDC</b>	77,112	6,885	22,05	106,047	753,772	0,75	52,92	181,44	935,212	623,474	<b>45x40</b>
<b>SS</b>	77,112	10,125	22,05	109,287	863,009	0,714	37,80	219,24	1082,249	721,499	<b>45x40</b>

## CHAPITRE II pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

### II-3 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>SS, RDC, 1<sup>er</sup> 45x40 cm</b>	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 21,5$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$b_1/h_1 = 1$	Condition vérifiée
<b>Etages courants 2,3,4 40x35 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
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$b_1/h_1 = 1$	Condition vérifiée
<b>Etages courants 5,6 35x30cm</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
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$b_1/h_1 = 1$	Condition vérifiée

## **CHAPITRE II pré-dimensionnement des éléments et descente des charges**

- **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 :

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

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton.

➤ **Pour le poteau de (45x40) cm.cm :**

$$\frac{1082,249}{45 \times 40 \times 25} = 0,022 < 0,3 \dots \dots \dots CV$$

➤ **Pour les poteaux de (40x35) cm.cm :**

$$\frac{647,518}{40 \times 35 \times 25} = 0,018 < 0,3 \dots \dots \dots CV$$

➤ **Pour les poteaux de (35x30) cm.cm :**

$$\frac{132,610}{35 \times 30 \times 25} = 0,005 < 0,3 \dots \dots \dots CV$$

- **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 :

$L_f$  : longueur de flambement ( $L_f = 0,7 L_0$ ).

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

$L_0$  : hauteur libre du poteau.

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

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

$\lambda$  : Élancement du poteau.

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

## CHAPITRE II pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

- ◆ Poteaux (35 x 30) :  $L_0 = 3,06 \text{ m}$ .  $\Rightarrow \Rightarrow \lambda = 30,29 < 35$ .
- ◆ Poteaux (40 x 35) :  $L_0 = 3,06 \text{ m}$ .  $\Rightarrow \Rightarrow \lambda = 26,50 < 35$ .
- ◆ Poteaux (45 x 40) :  $L_0 = 3,06 \text{ m}$ .  $\Rightarrow \Rightarrow \lambda = 23,55 < 35$ .
- ◆ Poteaux (45 x 40) :  $L_0 = 4,50 \text{ m}$ .  $\Rightarrow \Rightarrow \lambda = 34,64 < 35$ .

### 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 (préfabriqués) 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.

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

$$h_{e \max} = h - ht = 306 - 20 = 286 \text{ [cm]}.$$

Avec  $h$  : hauteur libre d'étage

$ht$  : épaisseur du plancher

$$\text{D'où } a \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm en prend } a = 20 \text{ [cm]}.$$

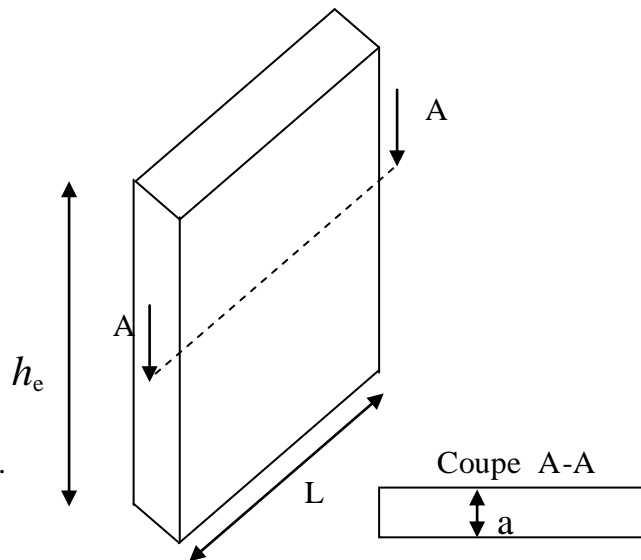


Figure II.10: dimensionnements d'un voile.

#### ➤ 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 sont les seuls considérés comme étant des Voiles.

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

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

## **Introduction**

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments non structuraux du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui ont une fonction porteuse et /ou de contreventement, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul se fera conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

### **III.1.Calcul de l'acrotère**

#### **III.1.1.Définition et rôle de l'acrotère**

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, il sera calculé comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement «  $M_r$  ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

les caractéristiques géométriques de l'acrotère sont données comme suit :

- La hauteur :  $H = 60$  cm
- L'épaisseur :  $h_0 = 10$  cm
- L'ancrage :  $c = 3$  cm
- La surface :  $S = 0,077$

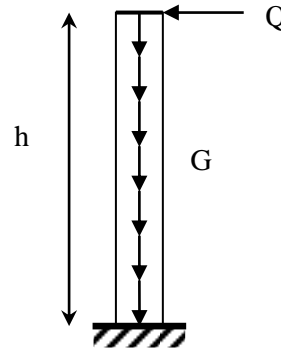
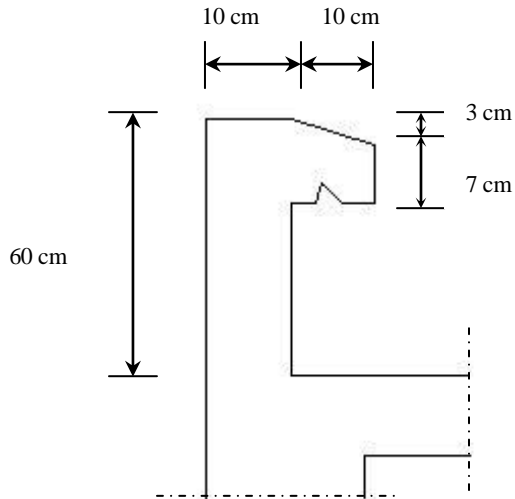


Figure III.1.1: Coupe transversale de l'acrotère    Figure III.1.2 : Schéma statique de l'acrotère

### III.1.2. Calcul des sollicitations

#### • Le chargement

Le poids propre de l'acrotère est donné par la relation :

$$G = \rho \times S \times 1ml.$$

Avec :  $\rho$  : Masse volumique du béton.

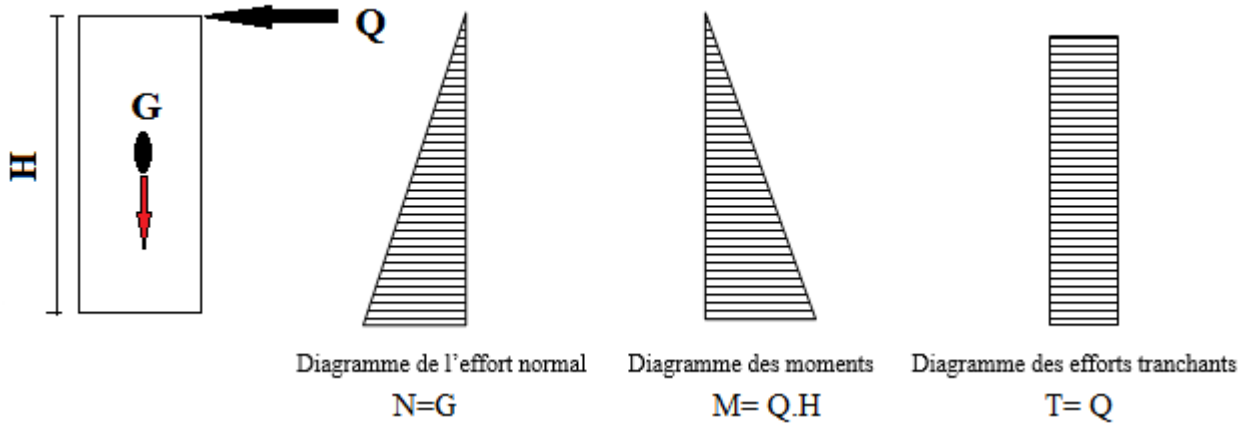
S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[ 0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right] = 1.712 \text{KN/ml.}$$

La surcharge d'exploitation due à la poussée latérale (horizontale) Q :

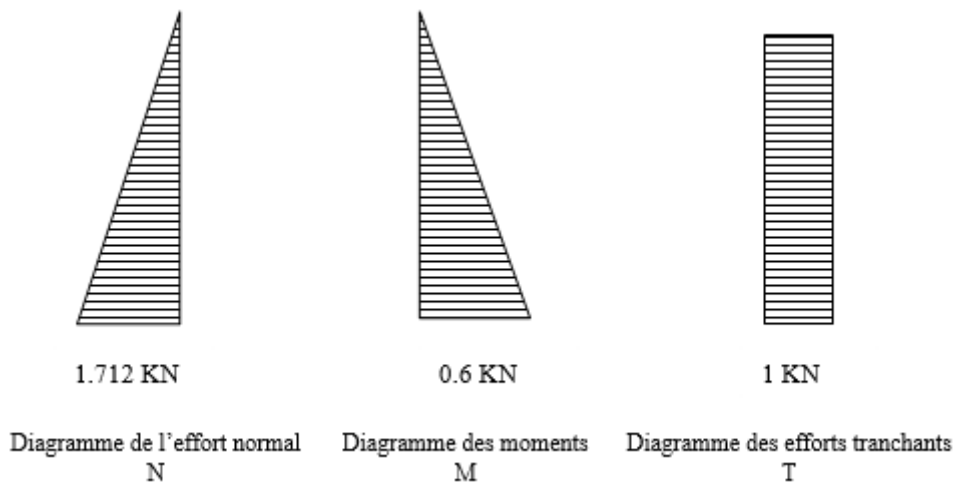
$$Q = 1 \text{KN/ml.}$$

• Schéma statique



• Les efforts internes

- Effort tranchant dû à la poussée latérale :  $T = Q \times 1ml = 1KN.$
- Effort normal dû au poids propre G :  $N_G = G \times 1 = 1,712KN.$
- Effort normal dû à la surcharge Q :  $N_Q = 0.$
- Moment de renversement dû à G :  $M_G = 0.$
- Moment de renversement dû à Q :  $M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6KN.ml.$



➤ *Figure III.1 .3 : Diagrammes des efforts*

### III.1.3. Combinaisons de charges

#### • A l'ELU

La combinaison de charge est :  $1,35 G + 1,5 Q$

- Effort normal de compression :

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1,712 = 2,31 \text{ KN.}$$

- Moment de renversement :

$$M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m.}$$

- Effort normal de Tranchant :

$$T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$$

#### • A l'ELS

La combinaison de charges est :  $G + Q$

- Effort normal de compression :

$$N_s = N_G + N_Q = 1,712 \text{ KN.}$$

- Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = 0,6 \text{ KN.m.}$$

- Effort normal de Tranchant :

$$T_s = T = 1 \text{ KN.}$$

### III.1.4. Ferrailage

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

Le calcul se fait en flexion composé à l'ELU sous  $M_u$  et  $N_u$  puis la vérification à l'ELS sous  $M_s$  et  $N_s$ , pour une bande de  $1 \text{ m}$  de largeur.

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

• Calcul à l'ELU

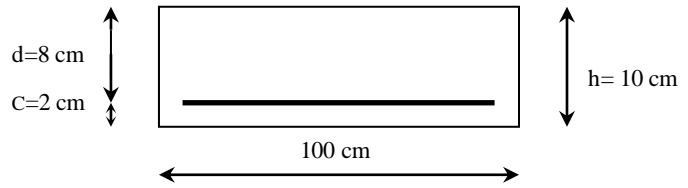
$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

$f_c = 400 \text{ MPA}$

$\gamma_b = 1,5$

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$

a) Calcul de l'excentricité



•  $e_u = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_u = \frac{0,9 \times (10)^2}{2,31} = 39 \text{ cm}$

•  $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$ .

$e_u = 39 \text{ cm} \gg \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$

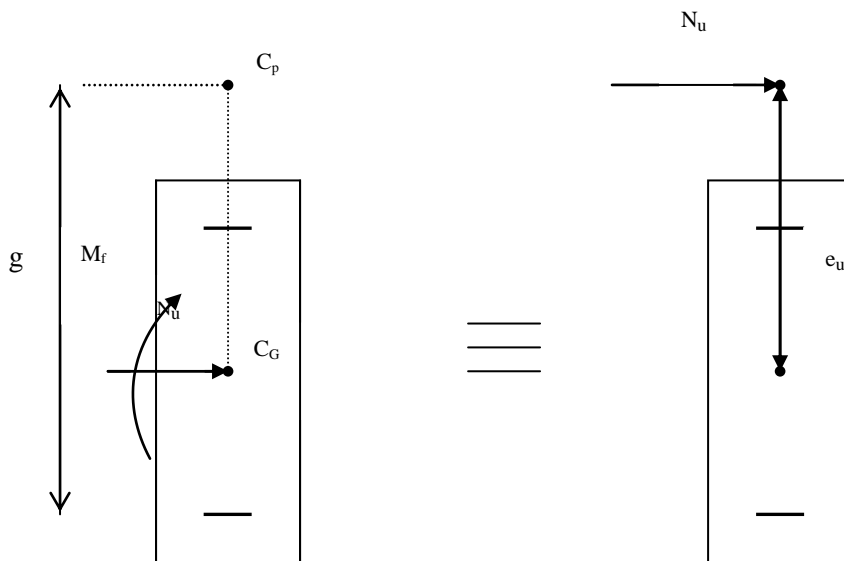


Figure III.1.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée

A la lumière du résultat trouvé, nous constatons que le centre de «  $c_p$  » se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. En outre, N est effort de compression appliqué à l'intérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée (SPC)

Dans ce cas la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «  $M_f$  », ensuite la section sera recalculée sous l'effet d'un moment réel en diminuant le rapport  $(\frac{N_u}{f_{su}})$  de «  $A_f$  » due au moment fictif. Avec «  $N_u$  » est l'effort compression.

**b) Calcul de la section d'armatures en flexion simple**

**• Moment fictif**

$$M_f = N_u \cdot g$$

Avec :  $g$  : distance entre «  $c_p$  » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 39 + \frac{10}{2} - 2 = 42cm.$$

Ainsi :  $M_f = 2,31 \times 0,42 = 0,97KN.m.$

D'où  **$M_f = 0,97 KN.m$**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0106$$

Avec :  $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2MPa.$

$$\mu_b = 0,0106 < \mu_l = 0,392. \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,0106 \Rightarrow \beta = 0,995.$$

**• Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,97 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,35cm^2.$$

D'où la section d'armature nécessaire en flexion simple est de  **$A_f = 0,35 cm^2$** .

**c) Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa.$$

$$A_u = 0,35 - \frac{2,31 \times 10}{348} = 0,28cm^2.$$

Ainsi, la section d'armature nécessaire en flexion composée est de  **$A_u = 0,28 cm^2$**

### d) Vérifications à l'ELS

#### ❖ Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91)

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

#### ▪ Armatures principales

$$A_u \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0,445.d}{e_s - 0,185.d} \right]$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{MPa.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,712} = 0,35 \text{m} = 35 \text{cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \left[ \frac{35 - 0,445 \times 8}{35 - 0,185 \times 8} \right] = 0,90 \text{cm}^2$$

D'où les armatures principales :

$$A_u = 0,28 \text{cm}^2 < A_{\min} = 0,90 \text{cm}^2.$$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :

$$A = A_{\min} = 0,90 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement:  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}.$

#### ▪ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}.$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1/BAEL91)**

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \right\} = \min \{2,5; 4\} = 2,5 MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ; \quad V_u : \text{Effort tranchant} : V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 KN.$$

$$\text{D'où} : \tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 MPa$$

$$\tau_u = 0,019 < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

❖ **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1.3/BAEL91)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \quad f_{t28} = 2,1 MPa$$

$$\psi_s : \text{Coefficient de scellement} ; \psi_s = 1,5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

$$\text{D'où} : \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa.$$

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

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 cm.$$

$$\text{D'où} : \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,05} = 0,21 MPa$$

$$\tau_{se} = 0,21 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Espacement des barres**

Armatures principales :  $S_t = 25cm. < \min\{3h; 33cm\} = 30cm.$

⇒ **Condition vérifiée.**

Armatures de répartition :  $S_t = 25cm. < \min\{4h; 45cm\} = 40cm.$

⇒ **Condition vérifiée.**

❖ **Ancrage des barres verticales**

La longueur de scellement droit est :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

Avec :  $\bar{\tau}_s = 0,6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84MPa.$

D'où :  $L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,84} = 281,69mm.$

⇒ Soit :  $L_s = 30cm.$

**e) Vérification à L'E L S**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte limite dans les aciers tendus.

❖ **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

Avec :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$

$\rho_1 = 0,251 \rightarrow \beta_1 = 0,912$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec :  $\eta = 1,6$  pour les Barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{266,6 ; 201,63\}$$

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

$$\sigma_{st} = 40,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = 0,251 \implies \beta_1 = 0,912 \implies K = 48,29$$

$$\sigma_{bc} = \frac{40,56}{48,29} = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

**f) Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 RPA99)**

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

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

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas :  $A = 0,15$  (Zone IIa, groupe d'usage2).

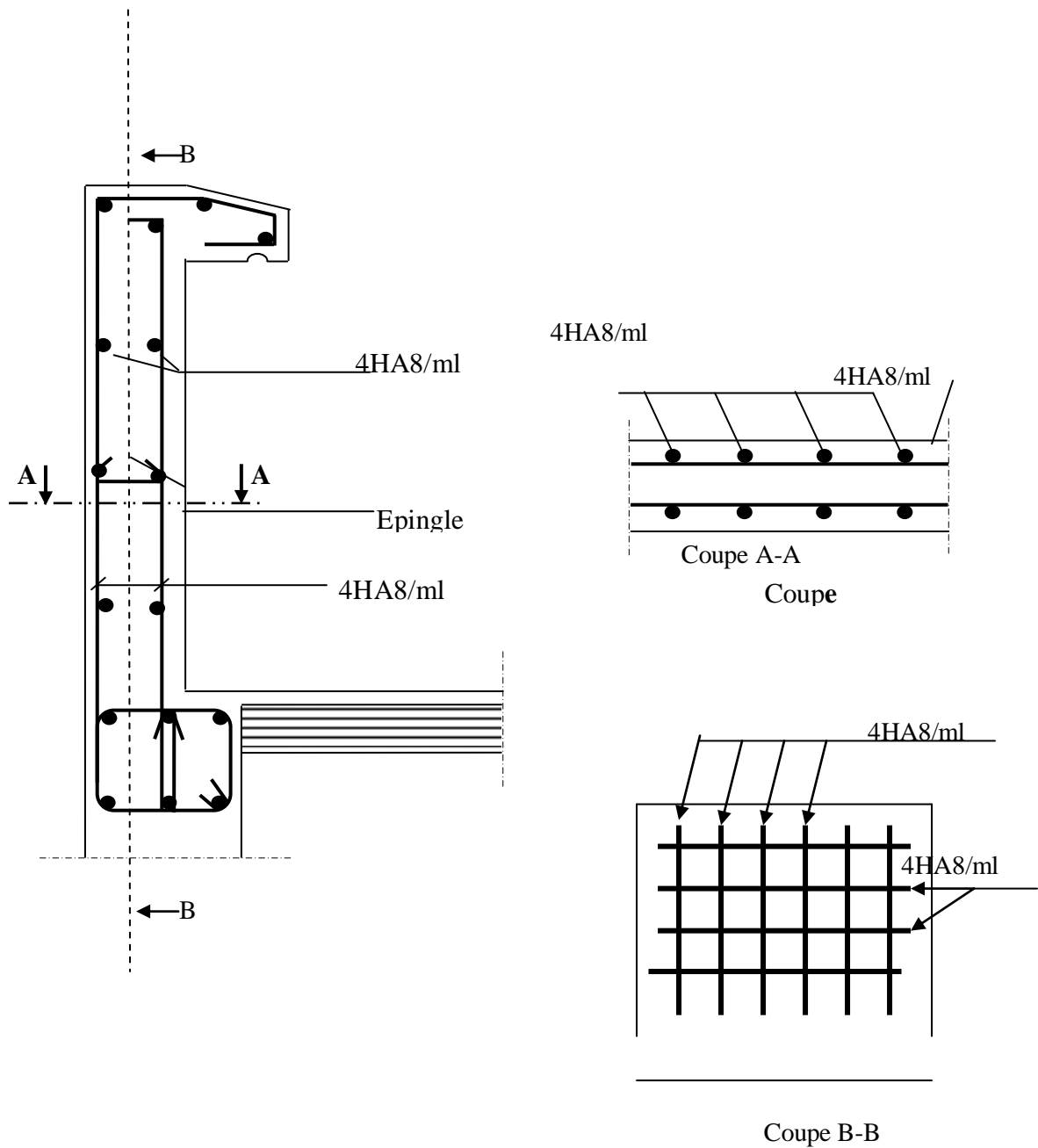
$C_p$  : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires,  $C_p = 0,8$

$W_n$  : poids de l'acrotère,  $W_p = 1,712 \text{ KN/ml}$ .

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,712 = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}.$$

**Conclusion**

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal  $Q=1KN/ml$  supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile. A cet effet, On adopte le ferrailage calculé précédemment.



**Figure III.1.5 Plan de Ferrailage de l'acrotère**

**III.2.Calcul des planchers**

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4 cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.

- Remplissage de corps creux qui sont utilisés comme coffrage perdu et isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.

- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour buts :

- ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- ✓ Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

**III.2.1.Ferraillage de la dalle de compression**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

l : distance entre axe des poutrelles (50 cm < l < 80 cm).

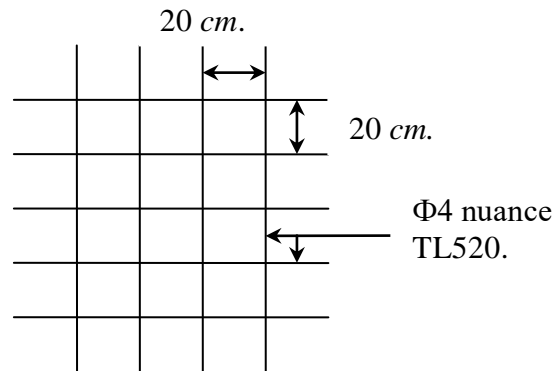
Soit :  $A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2$  : avec un espacement :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

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

Soit :  $A_{//} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2$ ; avec un espacement :  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $(4 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$ .



**Figure III.2.1 : Treillis soudés (200×200)**

**III.2.2. Etude de la poutrelle**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

**III.2.2.1. Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire)**

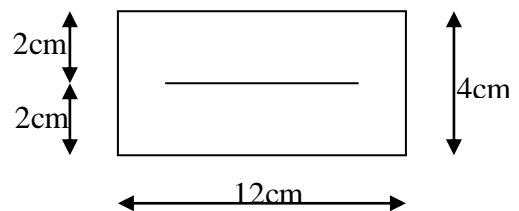
La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de  $0,95 \text{ KN/m}^2$  et celui de la main d'œuvre.

**- Poids propre de la poutrelle**

$$G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml.}$$

**- Poids du corps creux**

$$G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml.}$$



**- Poids total**

$$G_{tot} = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml.}$$

**- Surcharge de l'ouvrier**

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

## 1) Calcul à l'ELU

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

## • Combinaison de charges

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 1) = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

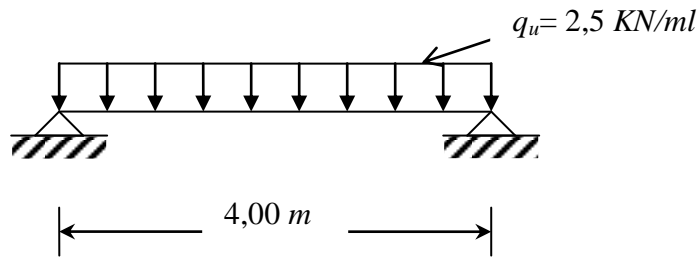


Figure III.2.2 : Schéma de calcul de la poutre

## • Calcul du moment en travée

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{(4,00)^2}{8} = 5 \text{ KN.m.}$$

## • Calcul de l'effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$

## 2) Ferrailage

$$b = 12 \text{ cm. ; } c = 2 \text{ cm ; } h = 4 \text{ cm ; } d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm. (d : hauteur utile).}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} ; \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\delta_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{4,00 \times 10^6}{(120) \times (20)^2 \times 14,2} = 5,86$$

$$\mu_u = 5,86 > \mu_r = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{La section est doublement armée.}$$

**Conclusion**

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 étriers 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.

**III.2.2.2. Après coulage de la dalle de compression**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T et sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles :

- Charge permanente :  $G = 5,1 \times 0,65 = 3,315 \text{KN} / \text{ml}$ .
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{KN} / \text{ml}$ .

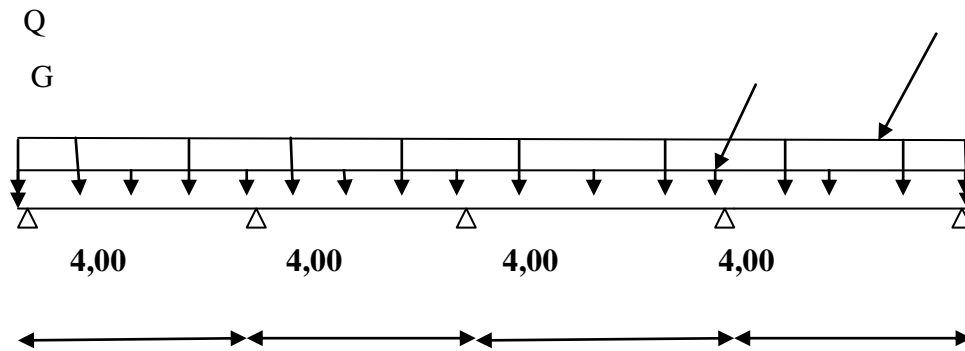


Figure III.2.3 : Schéma de calcul de la poutrelle

• **Dimensionnement de la poutrelle**

$h$  : hauteur de la poutrelle (16+4)

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

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

$$b_l \leq \min \left\{ \frac{l}{10}; \frac{l_0}{2}; 8h_0 \right\}$$

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$L$  : portée libre entre noeuds.

$$L = 4,00 \text{ m}$$

D'où :

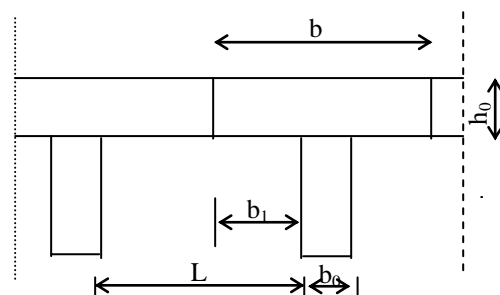


Figure III.2.4 : Dimensions de la poutrelle

$$b_I \leq \min \{26,5; 32; 40\} \text{cm}$$

$$b_I = 26,5 \text{cm}$$

$$b = 2 b_I + b_o = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

- **Charges**

- Charge permanente :  $G = 5,1 \times 0,65 = 3,315 \text{KN} / \text{ml}$ .

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{KN} / \text{ml}$ .

- **Combinaison d'actions**

$$ELU : q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,95 \text{KN/ml}$$

$$ELS : q_s = G + Q = 4,295 \text{KN/ml}$$

### ■ Choix de la méthode

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

\*Méthode forfaitaire.

\*Méthode de Caquot.

\*Méthode de trois moments

**(BAEL 91 modifier 99-A 6, 2, 210)**

#### a. Méthode forfaitaire

##### a.1. Principe de la méthode (BAEL 91 modifié 99 J.P mouglin art 3 III 4)

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

##### a.1.1. Exposé de la méthode

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

- $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de

Comparaison  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$  dont L longueur entre noeuds des appuis.

- $M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

- $M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

- $M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max\{1,05 ; (1+ 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_W + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$  dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$  dans une travée de rive

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

- $0,6 M_0$  pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,6 M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

**b. la méthode des trois moments**

• **Moment aux appuis**

$$M_{i-1}.L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}(L_{i+1}) + 6.E. ( W_i^g + W_i^d ) = 0$$

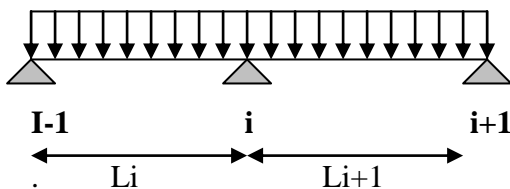
$$M_{i-1}.L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}(L_{i+1}) = - 6.E. ( W_i^g + W_i^d )$$

Avec :  $W_i^g = \frac{Q_i.L_i^3}{24E.I_i}$

$$W_i^d = \frac{Q_{i+1}.L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$$

$W_i^g$  ,  $W_i^d$  respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui considéré.

$M_{i-1}$ ,  $M_i$ ,  $M_{i+1}$ , sont les moments aux appuis respectifs  $i-1$  ,  $i$ ,  $i+1$  pris avec leurs signes.



• **Moment en travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} x \longrightarrow \text{moment à l'abscisse } x \text{ de la travée hyperstatique.}$$

Avec  $\mu(x)$  : élément de réduction isostatique tel que :

$$\mu(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

M(x) prend la valeur maximale quand T(x) = 0 c'est-à-dire

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qL_{i+1}}$$

- **Efforts tranchants**

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

-pour x=i →  $T(i) = \frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

-pour x=i+1 →  $T(i+1) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

### c. Méthode de CAQUOT

Le calcul des portiques sous charges verticales sera mené par la méthode d'ALBERT CAQUOT, les portiques constituant l'ossature seront soumis :

- A leur poids propre.
- Au poids propre des planchers qu'ils supportent.
- Aux surcharges transmises par les planchers.
- Au poids des murs.

#### c.1. Domaine d'application de la méthode

La méthode s'applique aux cas des structures suivantes :

- A des poutres continues solidaires ou non solidaires des poteaux.
- Aux planchers à surcharges relativement élevées.
- A des éléments des planchers constitués des nervures et des poutres associées à l'ourdis.

##### c.1.1. Principe de la méthode

C'est une méthode de continuité simplifiée, essentiellement basée sur la théorie générale des poutres continues auxquelles on a modifié certains coefficients pour tenir compte, de la variation du moment d'inertie des sections transversales le long de la fibre moyenne de la poutre et de l'amortissement des effets des chargements à des planchers à charges d'exploitation élevées ( $Q > 2G$  ou  $Q > 5 \text{KN/m}^2$ ).

##### c.1.1.2. Exposé de la méthode

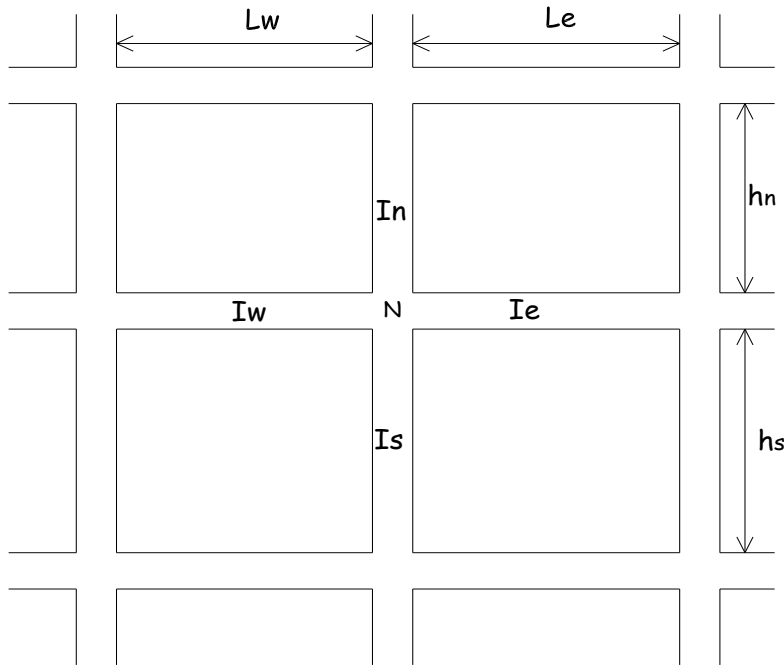


FIGURE III.2.5. coupe transversale représentant les différents paramètres utilisés dans le calcul

Avec :

$h_n$  : hauteur libre du poteau au dessus du nœud N.

$h_s$  : hauteur libre du poteau au dessous du nœud N.

$l_w$  : portée libre de la travée à gauche du nœud N.

$l_e$  : portée libre de la travée à droite du nœud N.

$M_w$ ;  $M_e$ ;  $M_n$ ;  $M_s$  : moments de continuité agissant dans les sections des nœuds des appuis.

$I_w$ ;  $I_e$ ;  $I_n$ ;  $I_s$  : sont respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, de la travée de droite, du poteau supérieur et du poteau inférieur.

### c.2.Détermination des paramètres fictifs

#### 1. Valeurs des hauteurs fictives « h' »

$h'_n = 0,9h_n$  : Si le nœud considéré à l'avant dernier plancher.

$h'_n = 0,8h_n$  : Pour les autres planchers.

$h'_s = 0,8h_s$  : Dans les poteaux encastrés.

$h'_s = h_s$  : Dans les poteaux articulés à leur base.

#### 2. Valeurs des longueurs fictives « l' »

$l'_w = 0,8l_w$  ;  $l'_e = 0,8l_e$  : Pour les travées intermédiaires et les nœuds de rives.

$l'_w = x_{i-1}l_w$  ;  $l'_e = x_{i-1}l_e$  : pour les nœuds voisins du nœud de rive.

Avec :

$$x_{i-1} = 0,8 \text{ si : } K_{s_{i-1}} + K_{n_{i-1}} \geq 1,5K_{e_{i-1}}$$

$$x_{i-1} = 1 - \frac{K_{s_{i-1}} + K_{n_{i-1}}}{7,5K_{e_{i-1}}} \text{ si : } K_{s_{i-1}} + K_{n_{i-1}} \leq 1,5K_{e_{i-1}}$$

**c.2.1.Détermination des rigidités linéaires**

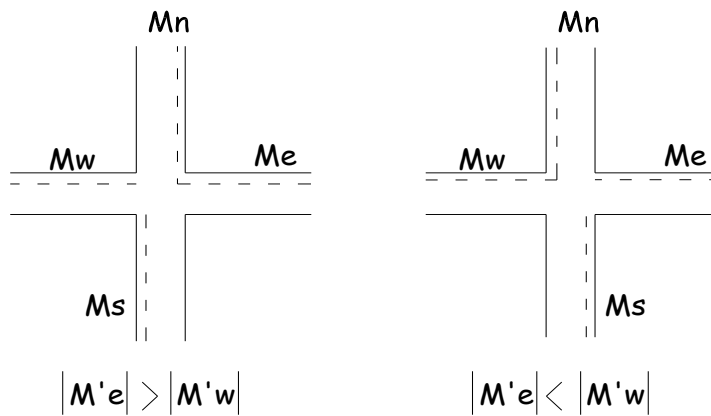
$$\begin{aligned}
 - K_w &= \frac{I_w'}{l_w'} ; K_e = \frac{I_e'}{l_e'} \\
 - K_n &= \frac{I_n'}{h_n'} ; K_s = \frac{I_s'}{h_s'} \\
 - D &= K_w + K_e + K_n + K_s
 \end{aligned}$$

**c.2.3.Détermination des moments fictifs**

$$\begin{aligned}
 - M_w' &= \frac{q_w (l_w')^2}{8,5} \\
 - M_e' &= \frac{q_e (l_e')^2}{8,5}
 \end{aligned}$$

Avec :  $P_e$  : charge concentrée sur la travée de droite.  
 $P_w$  : charge concentrée sur la travée de gauche.  
 $q_e$  : charge uniformément répartie sur la travée de droite.  
 $q_w$  : charge uniformément répartie sur la travée de gauche.

**c.2.4.Détermination des moments réels (aux nus d'appuis)**



$$\begin{aligned}
 - M_w &= M_w' \left( 1 - \frac{K_w}{D} \right) + M_e' \left( \frac{K_w}{D} \right) \\
 - M_e &= M_e' \left( 1 - \frac{K_e}{D} \right) + M_w' \left( \frac{K_e}{D} \right) \\
 - M_n &= (M_e' - M_w') \frac{K_n}{D} \\
 - M_s &= (M_e' - M_w') \frac{K_s}{D}
 \end{aligned}$$

**c.3.Moments en travées et efforts tranchants dans les poutres**

Les efforts tranchants dans les poutres, ainsi que les moments fléchissants en travée seront calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge appliquée, en utilisant les méthodes usuelles de la RDM.

**c.3.1.Les efforts tranchants**

Les efforts tranchants dans les travées sont donnés par les formules suivantes :

$$T_w = T(x=0) = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = T(x=l) = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

### c.3.2. Les moments fléchissant en travée des poutres

Les moments sur appuis étant calculés, les moments dans les poutres sont déterminés comme suit :

$$M_t = \frac{ql}{2}x - q\left(\frac{x^2}{2}\right) - M_w + \frac{M_e - M_w}{l}x$$

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{ql}$$

#### ❖ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

**H<sub>1</sub>** : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$  :

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

$$Q = 1,5 \text{ KN} < \max \{2G = 10,2 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**H<sub>2</sub>** : Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée**

**H<sub>3</sub>** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\forall i : \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{400}{400} = 1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**H<sub>4</sub>** : La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée**

#### Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

#### ❖ Principe de la méthode : (BAEL91 modifié 99)

elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la

travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

$M_0$ : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée  $L$  que la travée considérée est soumise au mêmes charges (moment isostatique)  $M_w, M_s$

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

$M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

$M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$\checkmark M_t \geq \max\{1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive}$$

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

- 0,6  $M_0$  pour une poutre à deux travées.
- 0,5  $M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées .
- 0,4  $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- Appuis de rive semi encastrés : 0,3  $M_0$ .

**● Effort tranchant**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est :  $T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$

$M_{i+1}, M_i$  : moments aux appuis (i+1) et (i) respectivement de la travée considérée et à prendre avec les signes.

$\theta(x)$  : Effort tranchant de la travée isostatique,

$$T_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}; \quad T_{i+1} = \frac{-q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

❖ Application de la méthode forfaitaire

- Calcul des rapports de charge

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{1,5+5,10} = 0,227$$

Tableau III.2.1 : Rapport de charges

$\alpha$	$1+0,3\alpha$	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2}$	$\frac{1+0,3\alpha}{2}$
0,227	1,068	0,634	0,534

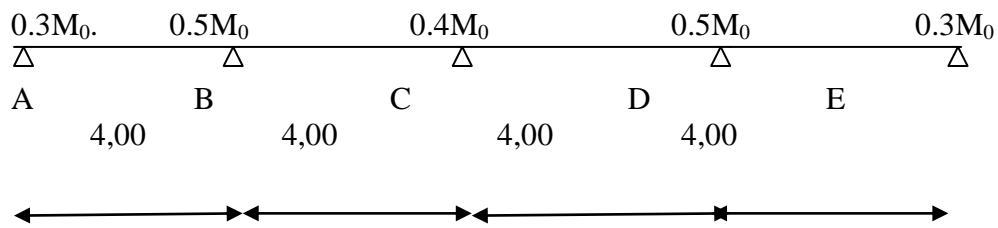


Figure III.2.6 : Valeurs des moments aux appuis

- Calcul du moment isostatique

$$M_0 = 5,95 \times \frac{(4,00)^2}{8} = 11,90 \text{KN.m}$$

- Moments aux appuis

$$M_A = M_E = 0,3 M_0 = 3,57 \text{KN.m}$$

$$M_B = M_D = 0,5 M_0 = 5,95 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0,4 M_0 = 4,76 \text{KN.m}$$

- Moments En travées

Pour les travées de rive (A-B) et (D-E) :

$$\bullet \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0. \text{ et } (1 + 0,3\alpha = 1,068 \geq 1,05)$$

$$M_t + \left( \frac{3,57 + 5,95}{2} \right) \geq (1,068 \times 11,9) \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 7,949 \text{KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \Rightarrow \quad M_t \geq 7,544 \text{KN.m} ;$$

Soit :  $M_t = 7.949 \text{KN.m}$

Pour les travées intermédiaires (B-C) et(C-D) :

- $M_{t+} \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$  ; et  $(1 + 0,3\alpha = 1,068 \geq 1,05)$

$$M_{t+} \left( \frac{5,95 + 4,76}{2} \right) \geq (1,068 \times 11,9) \quad \Rightarrow M_{t+} \geq 7,354 \text{ KN.m}$$

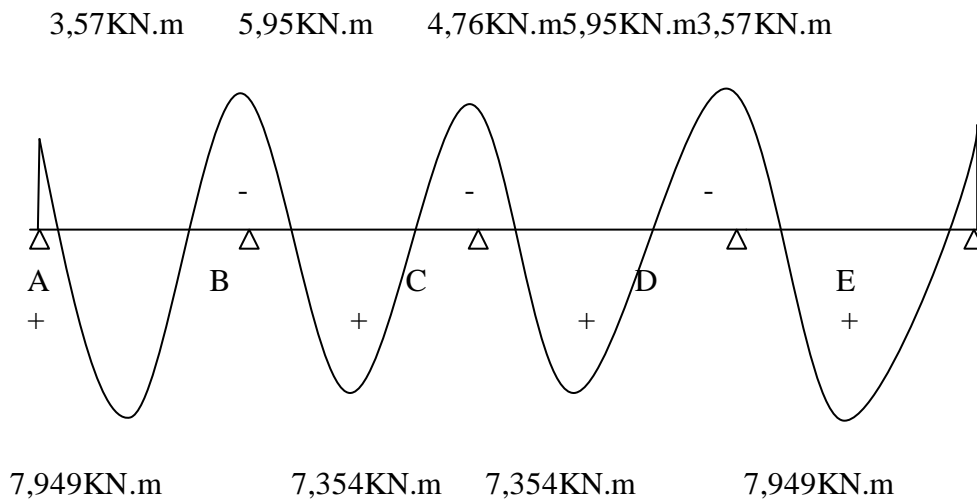
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \Rightarrow M_t \geq 6,354 \text{ KN.m}$  ;

Soit :  $M_t = 7,354 \text{ KN.m}$

Le tableau suivant nous donne les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants dans les différentes travées :

**Tableau III.2.2 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU**

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
$M_i \text{ (KN.m)}$	3,57	5,95	4,76	5,95
$M_{i+1} \text{ (KN.m)}$	5,95	4,76	5,95	3,57
$T_i \text{ (KN)}$	12,495	11,602	12,197	11,305
$T_{i+1} \text{ (KN)}$	-11,305	-12,197	-11,602	-12,495
$M_t \text{ (KN.m)}$	7,949	7,354	7,354	7,949



**Figure III.2.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU**

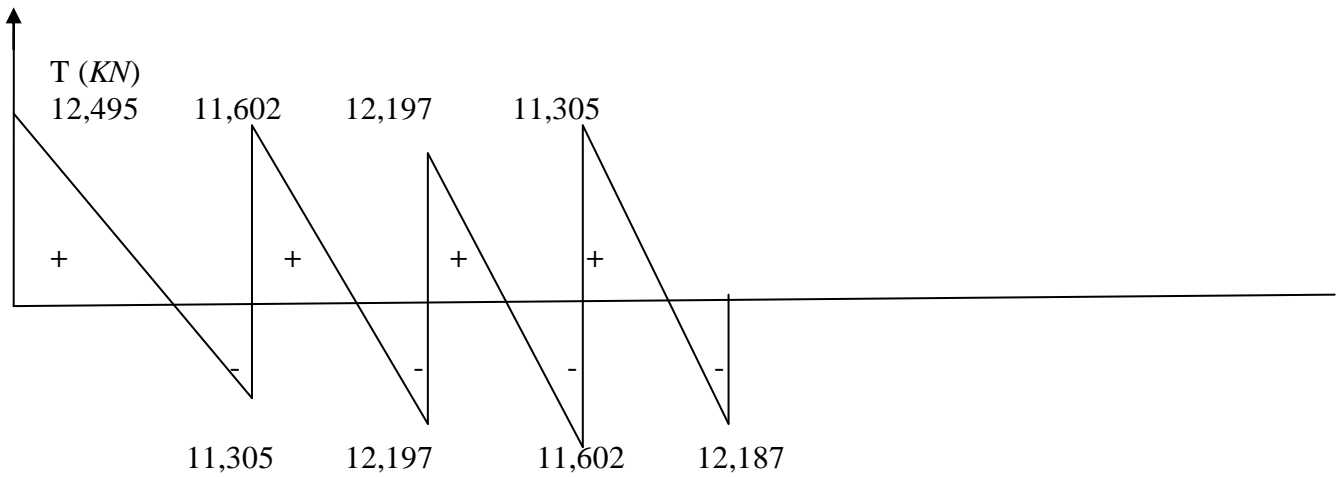


Figure III.2.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

### III.2.3. Calcul des armatures

#### III.2.3.1. Calcul à l'état limite ultime (ELU)

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis.

##### a) Armatures longitudinales

##### • En travées

Le moment maximal en travée :  $M_{\max}^t = 7,949 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{ab}^t = b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_{ab}^t = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^t \leq M \implies \text{L'axe neutre est dans la table de compression.}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h) :

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,949 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu_b = 0,026 < \mu_e = 0,392 \implies \text{La section est simplement armée}$$

$$\text{donc } A_s' = 0$$

$$\mu_b = 0,026 \implies \beta = 0,987$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,949 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,28 \text{ cm}^2$$

⇒ On opte pour :  $A_{st} = 3HA10 = 2,35cm^2$

• Aux appuis

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire.

Le moment max aux appuis :  $M_a^{max} = 5,95KN.m$

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{5,95 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,02$$

$\mu_b = 0,02 < \mu_e = 0,392$  ⇒ La section est simplement armée

$\mu_b = 0,02$  ⇒  $\beta = 0,990$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,95 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 0,96cm^2$$

⇒ On opte pour :  $A^a = 2 HA10 = 1,57cm^2$

b) Armatures transversales

• Section minimale d'armatures d'âme :(Art A.5.1,22 /BAEL91 modifié 99)

Si on désigne par  $A_t$  la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité  $f_e$ , on

doit avoir :  $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4MPa$  ⇒  $\frac{0,4b_0 S_t}{f_e}$

L'espacement ( $S_t$ ) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : 0,9d et 40cm.

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40cm\}$$

$$S_t \leq \min\{16,2; 40\} = 16,2cm \text{ Soit: } S_t = 15cm$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 12 \times 15}{400} = 0,18cm^2$$

⇒  $A_{min} = 0,18cm^2$

• Possibilité de bétonnage correct :(Art A.5.1,22 /BAEL91 modifié 99)

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à  $h/35$  ( $h$  étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

$$\Phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l\right\} \quad \Phi_L \text{ Diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$\Phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max}\right\} = \min\left\{\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1\right\} = 0,57cm = 57mm$$

On choisit un étrier T6, soit 2brins :  $A_t = 0,57cm^2 > A_t^{min} = 0,18cm^2$

**Conclusion**

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T6**, avec un espacement constant  **$S_t=15\text{cm}$**  sur la totalité des poutrelles.

**c) Calcul de l'ancrage****• Ancrages rectilignes : (Art A.5.1,22 /BAEL91 modifié 99)**

Les barres rectilignes de diamètre  $\Phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $L_S$  dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_S = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{cm} \quad \text{Soit : } L_S = \mathbf{40 \text{cm}}$$

**III.2.3.2. Vérifications à l'ELU****1. Condition de non fragilité : (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)**

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchie, de largeur «b» armée d'une section « $A_s$ » cette condition s'exprime par :

$$A_s \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = A_{\min}$$

**En travée**

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{cm}^2$$

$$A_s = 2,35 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Aux appuis**

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{cm}^2$$

$$A_s = 1,57 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**2. Justification sous sollicitation de l'effort tranchant :(Art A.5.1 /BAEL 91 modifié 99)**

Les poutres soumises à des efforts sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle  $\tau_u$ , prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} \text{ Avec } T_{max}=12,495KN$$

$$\tau_u = \frac{12,495}{0,12 \times 0,18} \times 10^{-3} = 0,578MPa$$

**3. État ultime des armatures d'âme :(Art A 5.1, 23 /BAEL 91 modifié 99)**

La justification vis-à-vis de l'état limite ultime des armatures d'âme, dans le cas courant de flexion simple avec des armatures d'âme droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), s'exprime par :

$$A_t \geq A_{min} = \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28}) b_0 S_t}{0,9 f_e}$$

$$A_{min} = \frac{1,15(0,578 - 0,3 \times 2,1) \times 12 \times 15}{0,9 \times 400} = -0,0296$$

$A_{min} < 0 \implies$  Aucune vérification à effectuer.

**4. État limite ultime du béton de l'âme :(Art A 5.1, 21/BAEL 91 modifié 99)**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peu nuisibles, la contrainte  $\tau_u$  doit vérifier :

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

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5}; 5MPa \right\} = 3,33MPa$$

$$\tau_u = 0,578MPa < \bar{\tau} \implies \text{Condition vérifiée}$$

**5. Influence de l'effort tranchant sur le béton :(Art A.5.1, 3/BAEL 91 modifié 99)**

Pour les appuis simples, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$T_{max} \leq V_{max} = \frac{0,4 b_0 \cdot a \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

a : longueur d'appuis de la bielle  $a \leq 0,9d$

$$V_{max} = \frac{0,4 \times 0,12 \times (0,9 \times 0,18) \times 25 \times 10}{1,5} = 129,6KN$$

$$T_{max} = 12,495KN < V_{max} = 129,6KN \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.3.3. Calcul à l'état limite de service (ELS)**

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge( $q_u$ ). Il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par( $q_s$ ) et de diviser par ( $q_u$ ) pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4,295}{5,945} = 0,722$$

• **Moments fléchissant**

✓ **En travée**

Pour les travées de rives(A-B) et (D-E) :  $M_{AB}=M_{DE}=7,949 \times I = 5,74 \text{ KN.m}$

Pour les travées (B-C) et (C-D) :  $M_{BC}=M_{CD}= 7,354 \times I = 5,309 \text{ KN.m}$

✓ **Aux appuis**

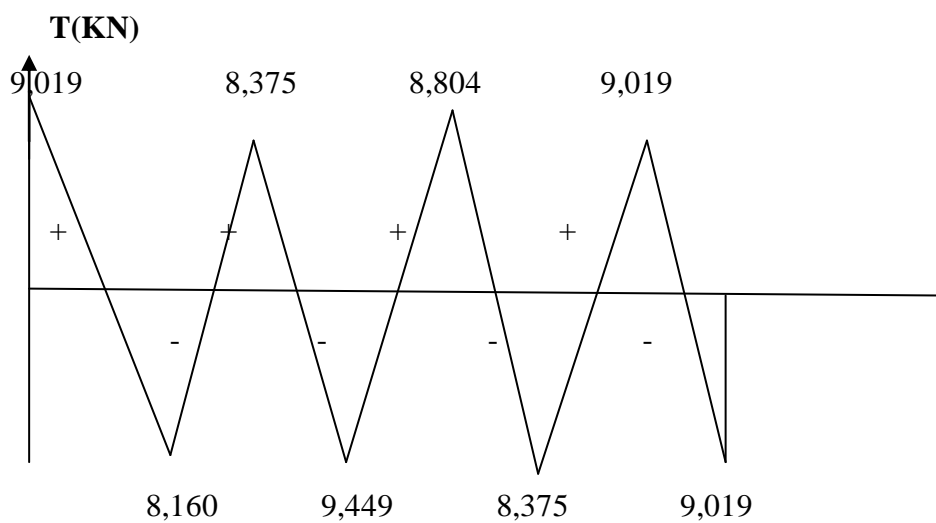
$M_A=2,577 \text{ KN.m}$  ;  $M_B=4,295 \text{ KN.m}$  ;  $M_C=3,436 \text{ KN.m}$  ;  $M_D=4,295 \text{ KN.m}$  ;

$M_E= 2,577 \text{ KN.m}$  ;

Le tableau suivant nous résume les moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS :

**Tableau III.2.3 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS**

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
$M_i \text{ (KN.m)}$	2,577	4,295	3,436	4,295
$M_{i+1} \text{ (KN.m)}$	4,295	3,436	4,295	2,577
$T_i \text{ (KN)}$	9,019	8,375	8,804	9,019
$T_{i+1} \text{ (KN)}$	-8,160	-9,449	-8,375	-9,019
$M_i \text{ (KN.m)}$	5,74	5,309	5,309	5,74



**Figure III.2.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS**

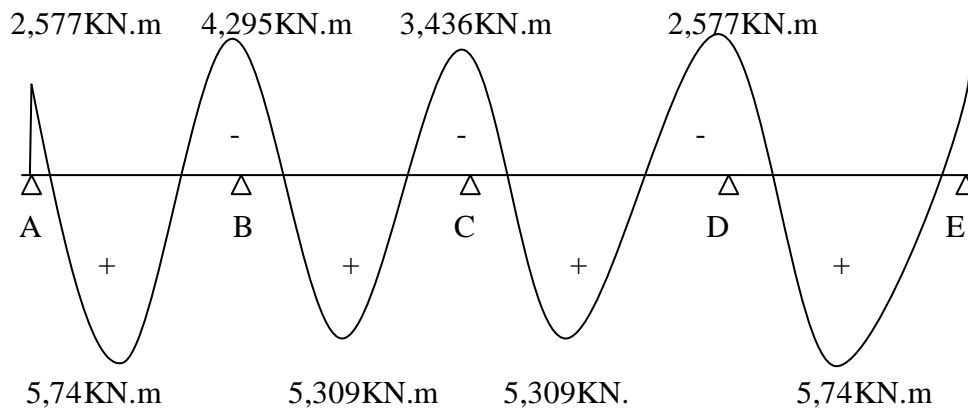


Figure III.2.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

### III.2.3.4. Vérifications à l'état limite de service (ELS)

- **Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié 99)**

Les formes et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures, sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation d'ouvrage.

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable car l'élément est couvert, on admet donc de ne pas effectuer de vérifications de l'état limite d'ouverture de fissures

(A.4.5,3/BAEL91 modifié 99)

➤ **Vérification de la résistance à la compression du béton**

**1- Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A^a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ K = 0,039 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}^a}{\beta_1 \times d \times A^a}$$

$$\sigma_s = \frac{4,295 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 173,494 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,039 \times 173,494 = 6,766 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,766 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**2- En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,857 \\ K = 0,050 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{5,740 \times 10^3}{0,857 \times 18 \times 2,35} = 158,340 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,050 \times 158,340 = 7,917 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,917 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Nous avons une fissuration peu préjudiciable  $\Rightarrow$  aucune vérification n'est nécessaire

➤ **Vérification de la flèche**

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

$$1) \frac{h}{\ell} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{Nous avons : } \frac{h}{\ell} = \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16}$$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{M_t^{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différée ( $E_v = 10818,865 \text{ MPa}$ )

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

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

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

Avec :  $\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = 0,0108$$

➤ **Calcul des paramètres**

$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2,35 \times 18) = 3458,5 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2,35) = 487,25 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :  $y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$

$$y_1 = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,1 = 12,90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

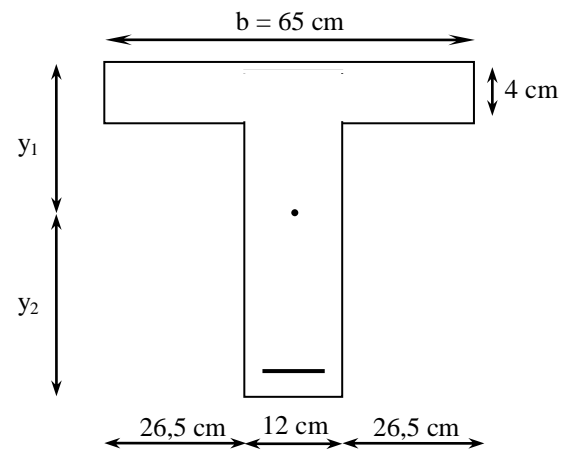
$$I_0 = 2000323 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108$$

La contrainte dans les aciers tendus est  $\sigma_s = 158,340 \text{ MPa}$

▪ **Calcul des coefficients**

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0108 \times 158,340 + 2,1} ; 0\right) = 0,588$$



$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0108} = 1,52$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 2000323}{1 + (0,588 \times 1,52)} = 11618976 \text{ cm}^4$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm} \quad f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5,74 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 10818865 \times 11618976 \times 10^4} = 7,306 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée

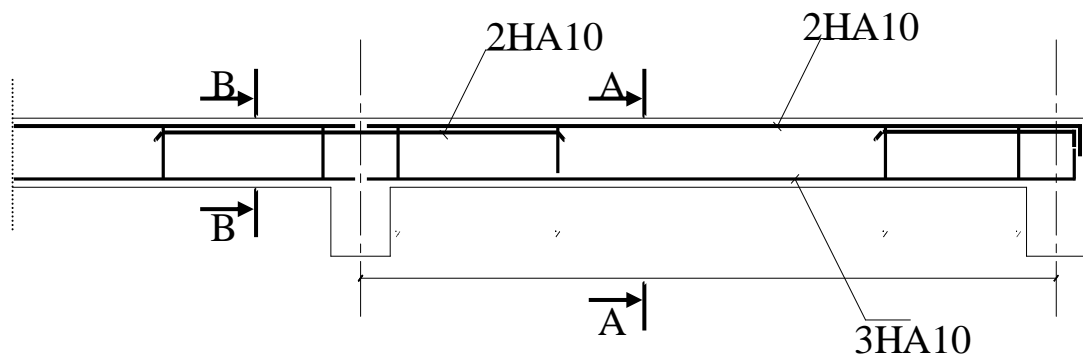
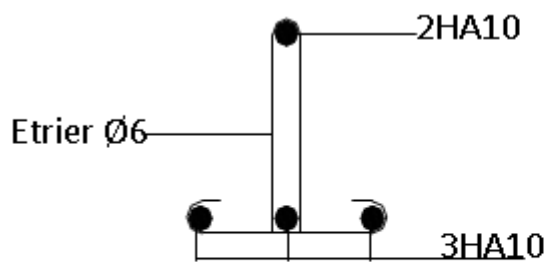
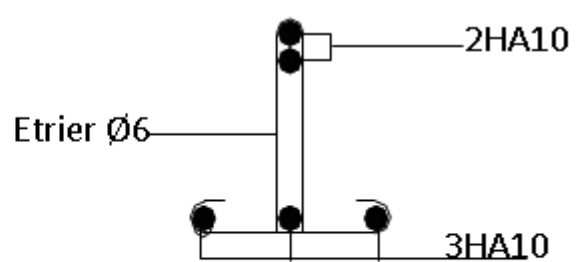


Figure III.2.11 : Ferrailage de la poutrelle



Ferrailage en coupe A-A



Ferrailage en coupe B-B

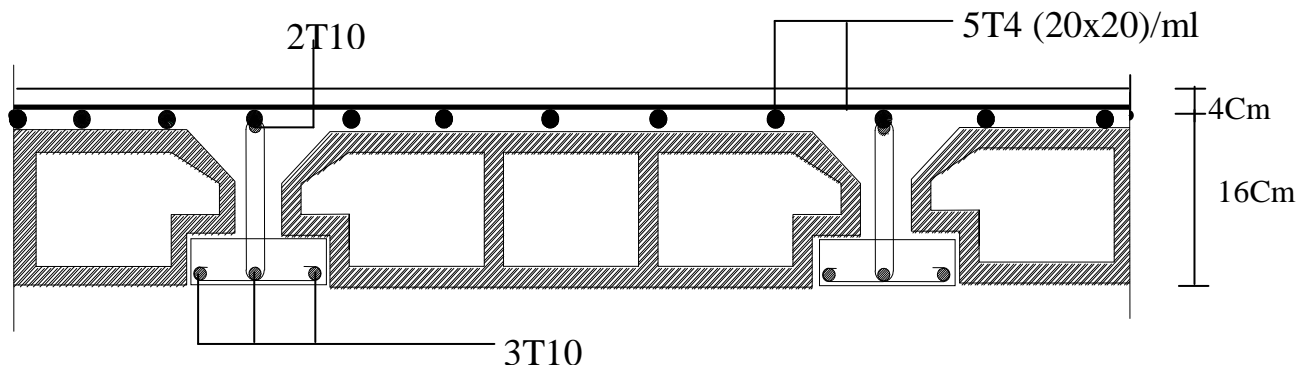


Figure III.2.12 : Plan de ferrailage du plancher

### III.3. Calcul des escaliers

#### III.3.1. Définition

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

Notre structure comporte un escalier à deux volées; il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

Les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

#### III.3.2. Terminologie

- **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  $ml$ .
- **La paillasse d'épaisseur  $e_p$**  : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

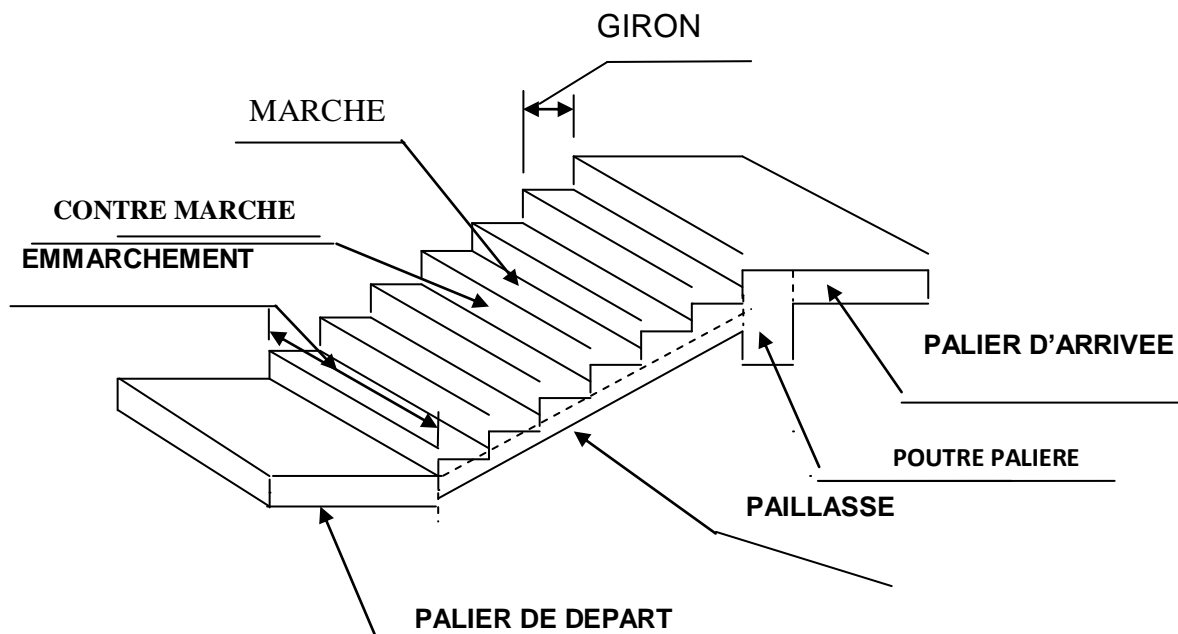


Figure III.3.1: Schéma de l'escalier de la première volée d'étage courant

### III.3.3. Pré-dimensionnement de l'escalier du 1<sup>er</sup> schéma statique

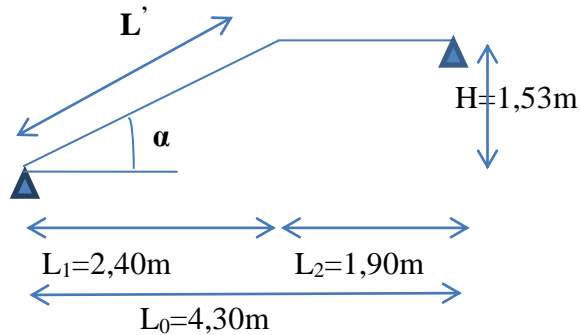


Figure III.3.2 : schéma statique de la 1<sup>ère</sup> volée d'étage courant

Pour assurer le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet de pré-dimensionner convenablement notre escalier.

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

avec :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 17 \text{ cm}$

$g = 30 \text{ cm}$

Nombre de contre marches (n) :  $n = \frac{H}{h}$ .

- Nombre de marches :  $m = n - 1$
- Ligne de foulée représente la trajectoire que suit une personne qui monte l'escalier; elle est toujours tracée à 50 cm du collet.

#### Application

Soit :

- $H = 153 \text{ cm}$ .
- $N = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ .
- $M = (n - 1) = 8$ .
- $g = 30 \text{ cm}$ .

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) = 30 + (2 \times 17) \leq 64 \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm} . \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}.$$

- L'emmarchement est de 130 cm.

La longueur de ligne de foulée:  $l = g(n - 1) = 30(9 - 1) = 240 \text{ cm}$

### III.3.4. Pré-dimensionnement de la paillasse et du palier

Le pré-dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités et dont l'épaisseur doit vérifier :

#### 1) Epaisseur de la paillasse et du palier

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :  $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec :

$L$  : longueur réelle de la paillasse et du palier :  $L = L' + L_2$ .

**Calcul de «  $L'$  »**

Soient :

$H$  : hauteur de la volée :  $H = n \times h = 9 \times 0,17 = 1,53m$ .

$L_1$  : longueur de la paillasse projetée :  $L_1 = (n-1)g = (9-1) \times 0,30 = 2,40m$ .

$L_2$  : longueur (profondeur) du palier :  $L_2 = L_0 - L_1 = 4,30 - 2,40 = 1,90m$ .

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1,53}{2,40} = 0,6375 \Rightarrow \alpha \approx 32,517^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,843$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{0,843} = 284,70cm.$$

$$L = 284,67 + 190 + 40 = 514,67cm$$

$$D'où : \frac{514,67}{30} \leq e_p \leq \frac{514,67}{20} \Rightarrow 17,15cm \leq e_p \leq 25,73cm.$$

On opte alors pour une épaisseur :  $e_p = 20cm$ .

**N.B :** On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

#### 2) Détermination des charges et surcharges

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse ; on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse. En considérant la poutre est simplement appuyée Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de **1m** d'embranchement, pour **1m** de projection horizontale.

➤ **Charges permanentes et surcharges d'exploitation (selon : DTR BC2.2)**

- **Poids des revêtements**

**Tableau III.3.1 : Poids des revêtements**

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$
Poids propre du garde-corps	0,2
<b>Charge totale</b>	<b><math>G_r = 1,44</math></b>

- **Le palier**

• Tableau III.3.2 : Charge totale du palier

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0,20 = 5,00$
Poids des revêtements	1,44
<b>Charge totale</b>	<b><math>G_1 = 6,44</math></b>

• la paillasse

b. Tableau III.3.3 : Charge totale de la volée

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0,20}{\cos \alpha} = 5,931$
Poids des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids des revêtements	1,44
<b>Charge totale</b>	<b><math>G_2 = 9,496</math></b>

N.B : La surcharge d'exploitation donnée par le DTR est la même pour la volée et le palier :  $Q = 2,5$  KN/m

### III.3.5.L'état limite ultime (ELU) (1,35G+1,5Q)

a. Combinaison de charges à l'ELU

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

**Palier :**  $q_u = (1,35 \times 6,44 + 1,5 \times 2,5) \times 1m = 12,444KN / ml.$

**Volée :**  $q_u = (1,35 \times 9,496 + 1,5 \times 2,5) \times 1m = 16,57KN / ml.$

### 3) Calculs à l'ELU

#### 1. Calcul des efforts internes

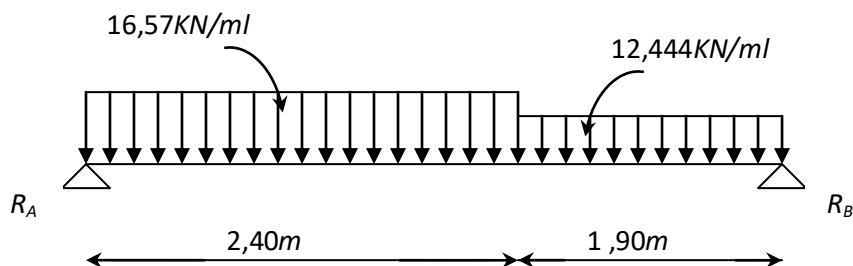


Figure III.3.3: Schéma statique de calcul de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELU

III.3.5.1. Calcul à l'état limite ultime (ELU)

❖ Calcul des réactions d'appuis

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 63,411 \text{KN.}$$

$$\sum M/A = 0 ; \quad R_B = 29,518 \text{KN.}$$

$$\sum M/B = 0 ; \quad R_A = 33,893 \text{KN.}$$

a. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissants

✓ Efforts tranchants

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 16,57x - 33,893.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -33,893 \text{KN}$$

$$x = 2,40\text{m} \Rightarrow T_y(2,40) = 5,875 \text{KN}$$

➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,90\text{m}$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 29,518 - 12,444x$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = 29,518 \text{KN}$$

$$x = 1,90\text{m} \Rightarrow T_y(1,90) = 5,875 \text{KN}$$

✓ Moments fléchissants

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 33,893x - 16,57 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

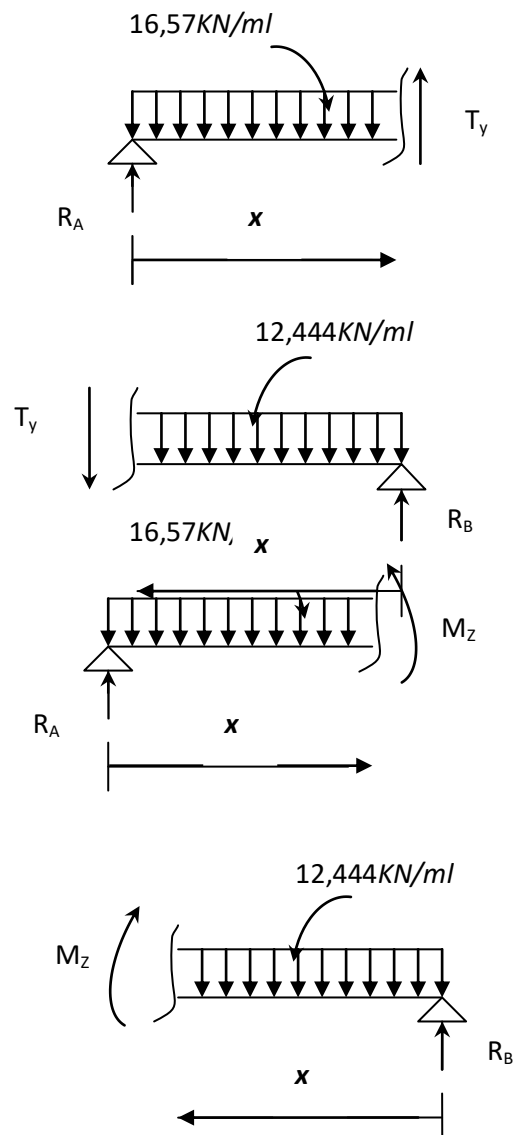
$$x = 2,40\text{m} \Rightarrow M(2,40) = 33,622 \text{KN.m}$$

➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,90\text{m}$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 29,518x - 12,444 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1,90\text{m} \Rightarrow M(1,90) = 33,622 \text{KN.m}$$



✓ **Moment maximum**

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = \max$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 2,045m$$

$$M_z(2,045) = 33,893 \times 2,045 - 16,57 \times \frac{(2,045)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 34,663KN.m$$

**Remarque**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0,3)M_{\max} = (-0,3) \times (34,663) = -10,396KN.m$$

$$M_u^t = (0,85)M_{\max} = (0,85) \times (34,663) = 29,463KN.m$$

III.3.5.2. Diagramme des sollicitations (ELU)

1. Diagrammes des efforts internes

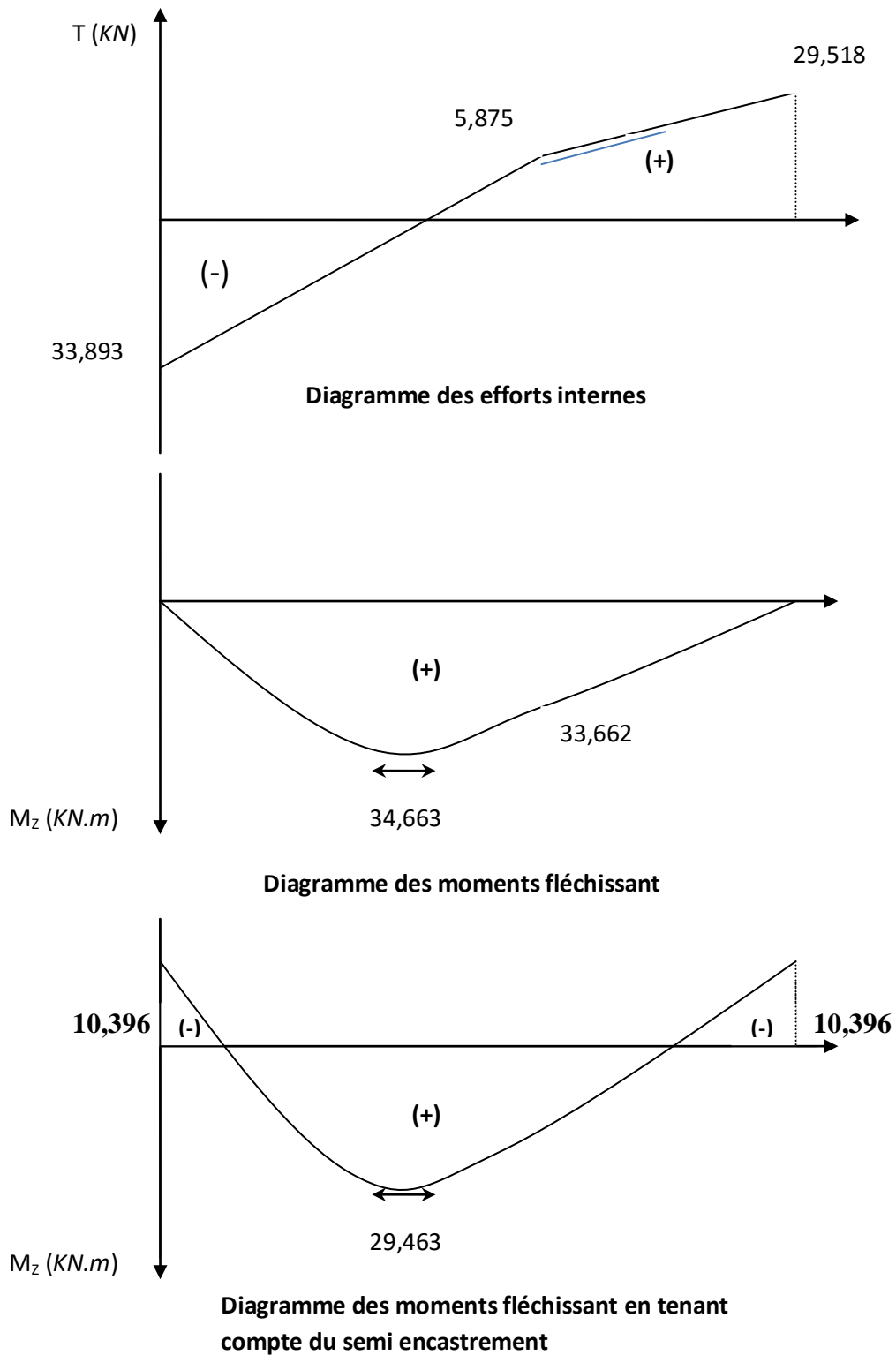
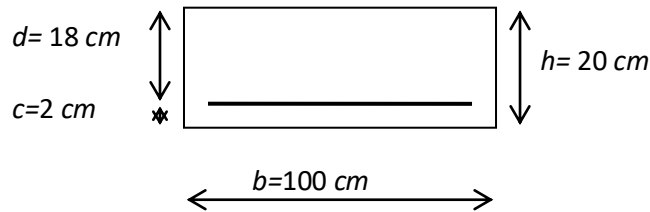


Figure III.3.4 : Diagrammes des efforts internes de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELU

## 2. Ferrailage

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 20 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = 18 \text{ cm}$ .



Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'embranchement et une bande de 1 m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

- **Moment réduit  $\mu_b$**

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}. \quad \text{Avec :}$$

$M$  : moment supporté par la section.

$f_{bu}$  : Contrainte limite de compression dans le béton.

$b$  et  $d$  : dimensions de la section.

- **Section d'armatures**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} ; \quad \text{Avec :}$$

$\sigma_{st}$  : Contrainte limite de l'acier.

### a) Calcul des armatures principales

#### ❖ Aux appuis

$$M_u^{ap} = 10.396 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,396 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times (14.2)} = 0,022 < \mu_l = 0,392. \quad \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,396 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,678 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

## ❖ En travée

$$M_u^t = 29,463 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29,463 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times (14,2)} = 0,064 < \mu_l = 0,392. \implies \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,064 \implies \beta = 0,967$$

$$A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29,463 \times 10^3}{0,967 \times 18 \times 348} = 4,864 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 5 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

## b) Calcul des armatures de répartition

## ❖ Aux appuis

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r^a = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

## ❖ En travée

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r^t = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

## 3. Vérifications à l'ELU

## a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 modifié 99)

$$A_s \geq A_{\min}$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,173 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,173 \text{ cm}^2 \\ A_a = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,173 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

## b. Répartition des barres

## ✓ Armatures principales

$$S_t < \min(4h; 33) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = \{20; 25\} < 33 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

## ✓ Armatures de répartition

$$S_t < \min(4h; 45) = \min(60; 45) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = \{25; 25\} < 45 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Vérification de l'entraînement des barres : (Art A.6.1, 3/BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \psi_s = 1.5 \text{ (HA)}$$

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

$$V_u^{\max} = 29,518 \text{ KN (Effort tranchant max)}$$

$\sum U_i$  : désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,518 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 125,6} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**d. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ (Art A.5.1,21/BAEL 91 modifié 99)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.15} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{29.518 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.163 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.163 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis****▪ Influence sur le béton : (Art A.5.1,313/ BAEL 91 modifié 99)**

$$\frac{2\bar{V}_u}{b \cdot a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \bar{V}_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{\gamma_b} ; \text{ Avec : } a = 0.9 d ;$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.18 \times 1}{1.15} = 1408.69 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 29.518 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1408.69 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**f. Ancrage des barres aux appuis**

La longueur de scellement droit :  $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$

Avec :  $\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 MPa$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 cm$$

Les armatures comportent des crochets, donc :  $L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 cm$

Soit :  $L_s = 15 cm$

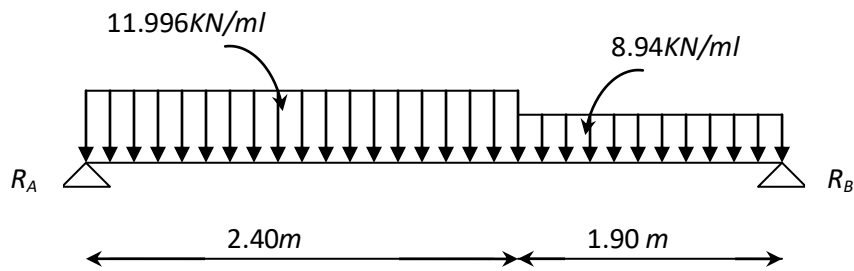
**4. Calcul à l'ELS**

- **Combinaison de charges à l'ELS**

$$q_s = G + Q$$

**Palier :**  $q_s = (6.44 + 2.5) \times 1 m = 8.94 KN / ml.$

**Volée :**  $q_s = (9.496 + 2.5) \times 1 m = 11.996 KN / ml.$



**Figure III.3.5: Schéma statique de calcul de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELS**

**1) Calcul des efforts internes**

**a. Réactions d'appuis**

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 45.776 KN.$$

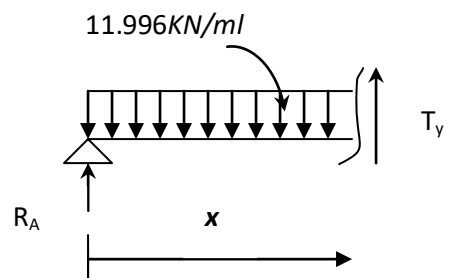
$$\sum M /_A = 0 ; \quad R_B = 21.267 KN.$$

$$\sum M /_B = 0 ; \quad R_A = 24.509 KN.$$

**b. Calcul des efforts internes**

➤ **1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 2.40 m$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 11.996x - 24.509.$$



$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -24.509 \text{KN}$$

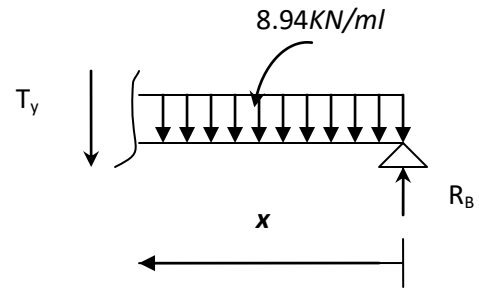
$$x = 2.40 \text{m} \Rightarrow T_y(2.40) = 4.281 \text{KN}$$

➤ **2<sup>ème</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 1.90 \text{m}$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 21.267 - 8.94x$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = 21.267 \text{KN}$$

$$x = 1.90 \text{m} \Rightarrow T_y(1.90) = 4.281 \text{KN}$$



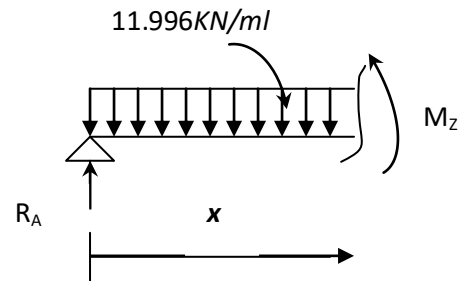
**c. Calcul des moments fléchissants**

➤ **1<sup>er</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 2.40 \text{m}$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 24.509x - 11.996 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 2.40 \text{m} \Rightarrow M(2.40) = 24.273 \text{KN.m}$$

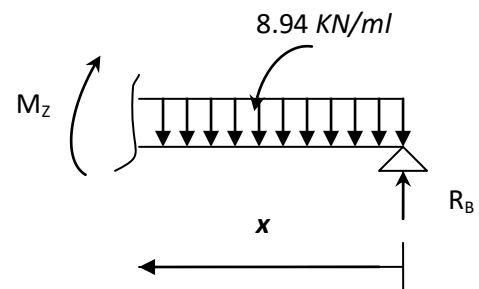


➤ **2<sup>ème</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 1.90 \text{m}$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 21.267x - 8.94 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1.90 \text{m} \Rightarrow M(1.90) = 24.273 \text{KN.m}$$



✓ **Moment maximum**

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = \text{max}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 2.045 \text{m}$$

$$M_{\text{max}} = 25.037 \text{KN.m}$$

**Remarque**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\text{max}}$  au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3)M_{\text{max}} = (-0.3) \times (25.037) = -7.51 \text{KN.m}$$

$$M_u^t = (0.85)M_{\text{max}} = (0.85) \times (25.037) = 21.281 \text{KN.m}$$

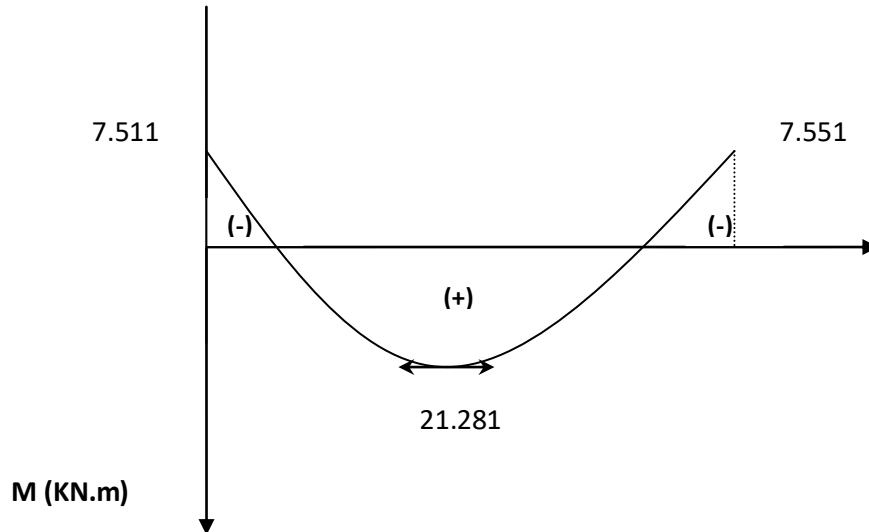


Figure III.3.6: Diagramme des moments corrigés de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELS

2) vérifications à l'ELS

a. Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que :

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

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

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

Détermination de  $k$  :

$$\rho = \frac{100 \times A_a^{\max}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313$$

$$\rho = 0.313 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.912 \\ k = 41.82 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{21.281 \times 10^3}{0.912 \times 18 \times 5.65} = 229.443 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{229.443}{41.82} = 5.486 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.486 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

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

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :  $q_s = 11.996 \text{ KN/ml}$ .

$E_v$  : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$I$  : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 18) = 2152.55 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 5.65) = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$\Longrightarrow V_1 = \frac{2152.55}{2084.75} = 10.325 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.325 = 9.675 \text{ cm.}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{100}{3} \times ((10.325)^3 + (9.675)^3) + 15 \times 5.65 \times (9.675 - 2)^2$$

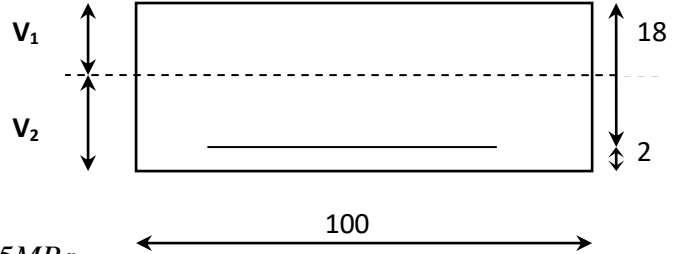
$$I = 71870.167 \text{ cm}^4.$$

D'où :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.996 \times (4300)^4}{10818.86 \times 71870.167 \times 10^4} = 6.867 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{4300}{500} = 8.6 \text{ mm}$$

$$f = 6.867 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8.6 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$



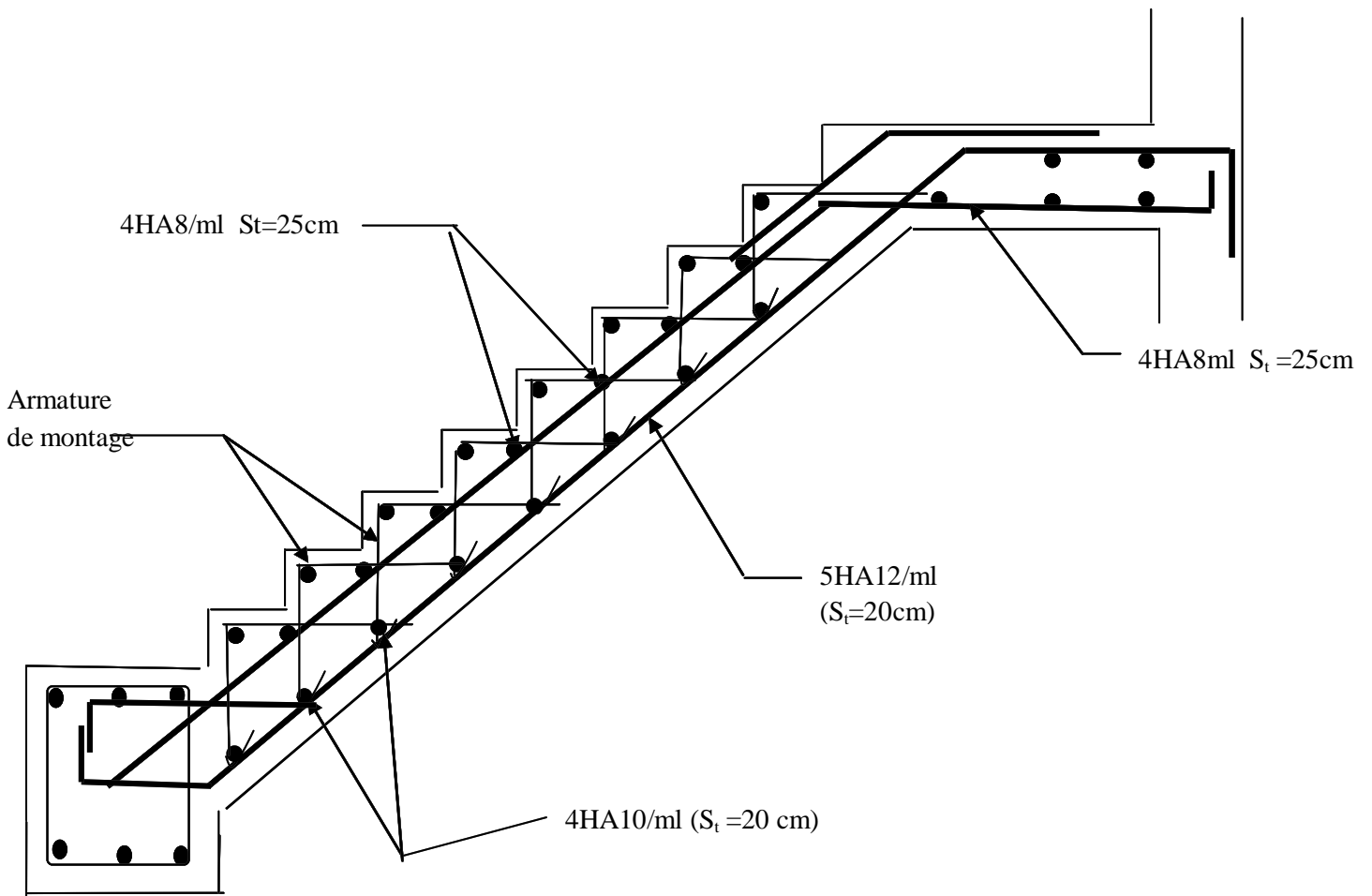


Figure III.3.7 : Schéma de ferrailage de l'escalier du plancher courant

### III.3.6. Escaliers du RDC

#### III.3.6.1. Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :  $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0.66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

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

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

#### III.3.6.2. Nombre de contre marches

On opte pour une hauteur de marche  $h = 18 \text{ cm}$

RDC:  $n = 13$  contre marches.

#### III.3.6.3. Nombre de marches

-RDC :  $m = n - 1 = 13 - 1 = 12$  marches.

#### III.3.6.4. Emmarchement

$E = 1.3\text{m}$ .

### III.3.7. Étude de la volée du RDC

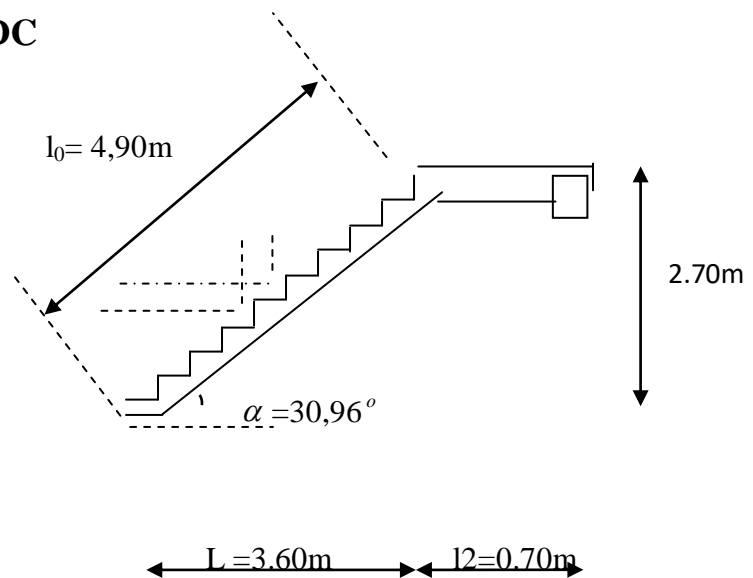


Figure III .3.8 : Coupe verticale de la volée de RDC.

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{360}{13-1} = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL

$59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow$  La relation est vérifiée

La profondeur du palier de repos  $l_1=0.75\text{m}$

La longueur de la ligne de foulée :  $l_2 = g(n-1) = 400\text{m}$

$$t_g \alpha = \frac{h}{g} = \frac{18}{30} = 0.60 \quad \rightarrow \quad \alpha = 30,96^\circ$$

### III.3.7.1. Calcul de la longueur de la volée

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{3,60}{\cos 30,96} = 4.20\text{m}$$

$$L = l_0 + l_2 = 4.20 + 0.70 = 4,90\text{m}$$

### III.3.7.2 Épaisseur de la pailasse

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{490}{30} \leq e_p \leq \frac{490}{20}$$

$$16,33\text{cm} \leq e_p \leq 24,5\text{cm}.$$

On prend une épaisseur  $e_p = 20\text{cm}$ .

### III.3.7.3 Détermination des charges de calcul

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale  $L = 4.00 + 0.75 = 4.75\text{m}$ .

On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

#### a) Détermination des sollicitations de calcul

##### ➤ Charges permanentes

- Poids des revêtements (carrelage, mortier + lit du sable + Poids propre du garde-corps) :

$$(0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 18 \times 1\text{m}) + 0.20 = 1.44\text{KN/ml}$$

#### • Palier

Tableau III.3.4 : Charge totale du palier

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.20 = 5.00$
Poids des revêtements	1.44
<b>Charge totale</b>	<b><math>G_I = 6.44</math></b>

• Paillasse

Tableau III.3.5 : Charge totale de la volée

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.20}{\cos \alpha} = 5.945$
Poids des marches	$\frac{25 \times 0.18}{2} = 2.25$
Poids des revêtements	1.44
<b>Charge totale</b>	<b>G<sub>2</sub> = 9.635</b>

➤ **Surcharge d'exploitation**

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison des charges et surcharges**

1) **État limite ultime ELU**

$$q_{\text{upaillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.635 + 1.5 \times 2.5 = 16.757 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{upalier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.44 + 1.5 \times 2.5 = 12.444 \text{ KN/ml}$$

2) **État limite de service ELS**

$$q_{\text{spaillasse}} = G + Q = 12.135 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{spalier}} = G + Q = 8.94 \text{ KN/ml}$$

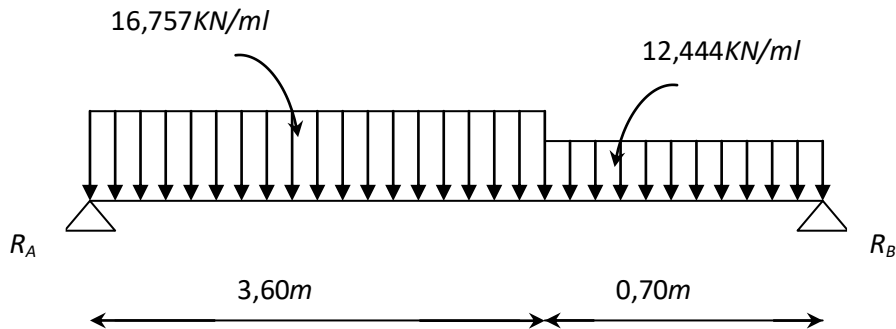


Figure III.3.9: Schéma statique de calcul de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELU

**b) Calcul des réactions d'appuis**

$$R_A + R_B = 69,036\text{KN.}$$

$$R_B = 33.25\text{KN}$$

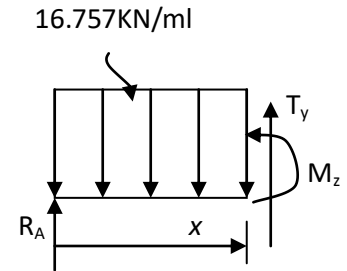
$$R_A = 35.78\text{KN.}$$

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

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 4.00\text{m}$  :

$$T_y = 16.757x - 35,78 \quad \begin{cases} T_y = -35,78\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 24,484\text{KN} & \text{pour } x = 3,60\text{m} \end{cases}$$

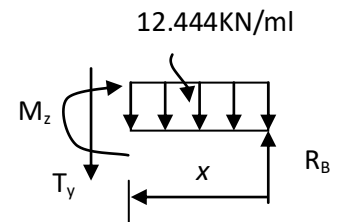
$$M_z = -16.757 \frac{x^2}{2} + 35,78x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 20,222\text{KN.m} & \text{pour } x = 3,60\text{m} \end{cases}$$



➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 0.70\text{m}$  :

$$T_y = -12.444x + 33,25 \quad \begin{cases} T_y = 33,25\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 24,484\text{KN} & \text{pour } x = 0.70\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -12.444 \frac{x^2}{2} + 33,25x \quad \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 20,222\text{KN.m} & \text{pour } x = 0.70\text{m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -16.757x + 35,78 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,135\text{m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 2,135\text{m}$ .

Donc :

$$M_z^{max} = -16.757 \frac{(2,135)^2}{2} + 35,78(2,135)$$

$$M_z^{max} = 38,20\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -11,46\text{KN.m}$

- en travées :  $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 32,47\text{KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

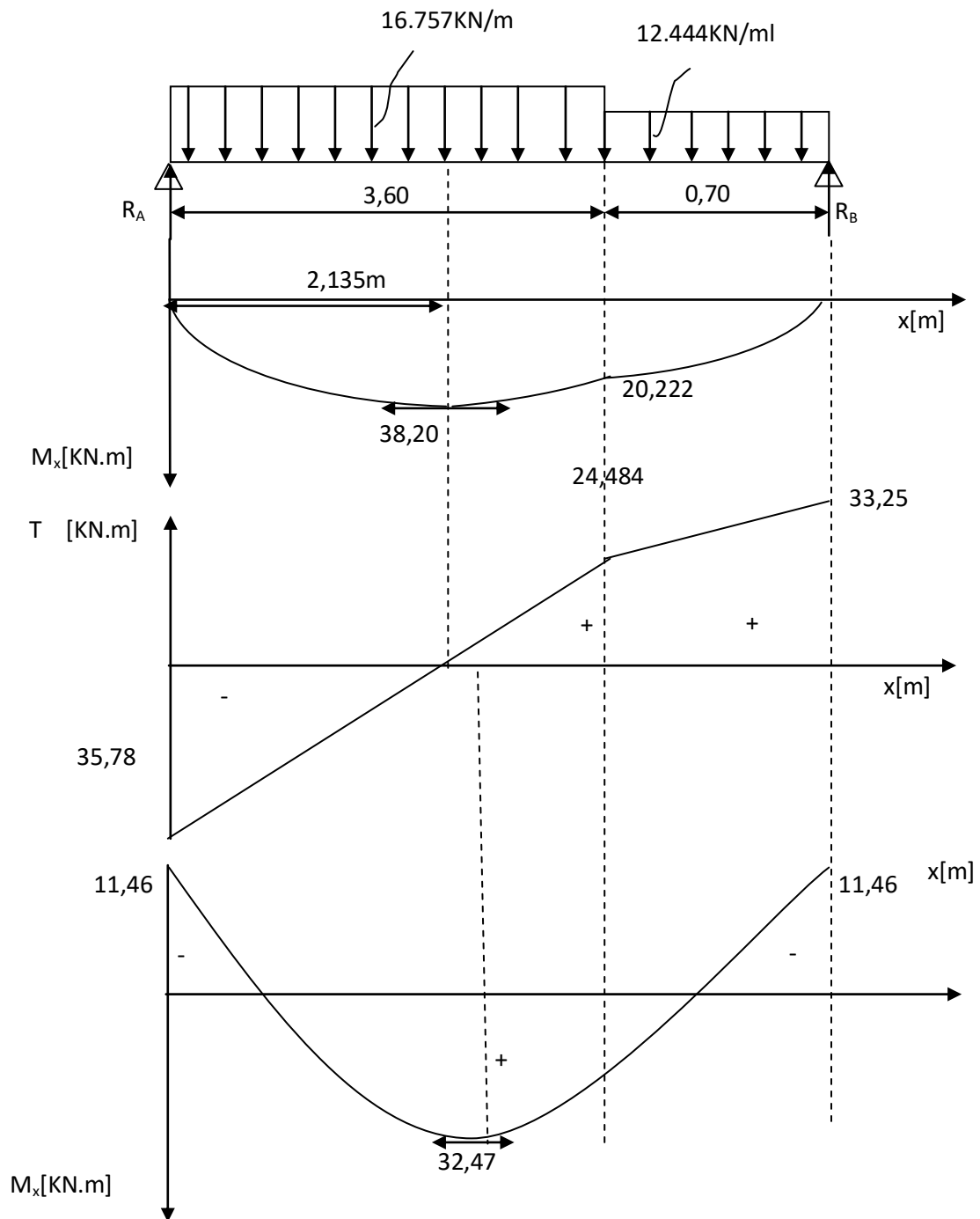


Figure III.3.10: Diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELU

**d) Calcul des armatures**

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

**- Aux appuis**

$$M_u = 11,46.m$$

**➤ Armatures principales**

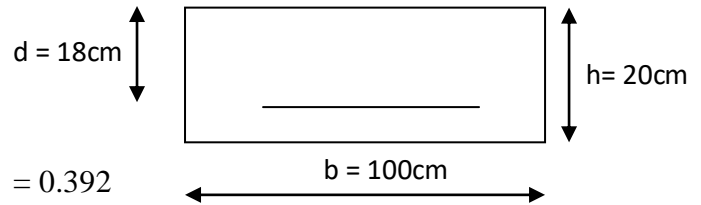
$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11460}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.025 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0.024 \Rightarrow \beta_u = 0.988$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11460}{0.988 \times 18 \times 348} = 1,85 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA10 ( $A_a = 3.14 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**- En travées**

$$M_t = 32,47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{32470}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.070 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0.070 \Rightarrow \beta_u = 0.964$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{32470}{0.964 \times 18 \times 348} = 5,47 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA14/ml ( $A_t = 7.69 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

**➤ Armatures de répartition**

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartitions avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10 ( $A_{rt} = 3.14 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

### III.3.8. Vérification à l'ELU

#### a-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2$

- En travées :  $A_t = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée

#### \* Espacement des barres

##### ➤ Armatures principales

- Aux appuis :  $e = 20 \text{ cm}$  }  
 - En travées :  $e = 20 \text{ cm}$  }  $< \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$     **condition vérifiée.**

##### ➤ Armatures de répartition

- Aux appuis :  $e = 20 \text{ cm}$  }  
 - En travées :  $e = 20 \text{ cm}$  }  $< \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$     **condition vérifiée.**

#### b-Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1)

$$T_{u \max} = 35,78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{35780}{1000 \times 180} = 0.198 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0.198 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### c-Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3)

$$A_s \geq \frac{T_{u \max}}{f_{su}} = \frac{35780}{348 \times 100} = 1.028 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.028 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**d-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35780}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.76 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**e-Ancrage des barres (A-6-1-23)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Forfaitairement :  $L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :  $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

**III.3.9. Calcul à l'état limite de service ELS**

$$q_{\text{spaille}} = 12.135 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{spalier}} = 8.94 \text{ KN/ml}$$

**a-Calcul des réactions aux appuis**

$$R_A + R_B = 49,944 \text{ KN}$$

$$R_A = 25,909 \text{ KN}$$

$$R_B = 24.035 \text{ KN}$$

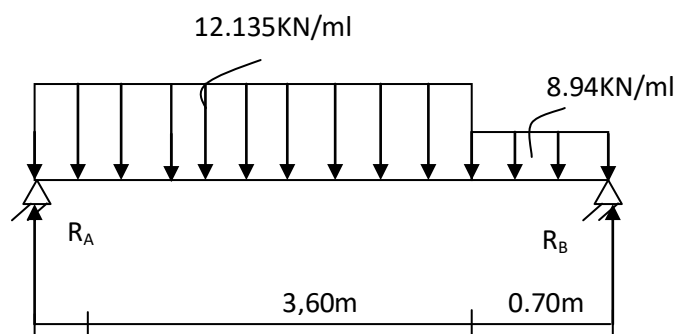


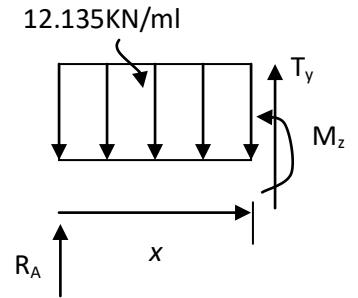
Figure III.3.11 : Schéma statique à l'ELS

**b- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants**

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 3,60\text{m}$  :

$$T_y = 12.135x - 25,909 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_y = -25,909\text{KN} \text{ pour } x = 0 \\ T_y = 17,777\text{KN} \text{ pour } x = 3,60\text{m} \end{array} \right.$$

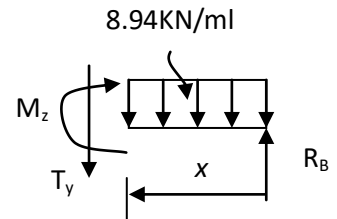
$$M_z = -12.135 \frac{x^2}{2} + 25,909 x \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \text{ pour } x = 0 \\ M_z = 14,637\text{KN.m} \text{ pour } x = 3,60\text{m} \end{array} \right.$$



➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0\text{m} \leq x \leq 0.70\text{m}$  :

$$T_y = -8.94x + 24,035 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_y = 24,035\text{KN} \text{ pour } x = 0 \\ T_y = 17,777\text{KN} \text{ pour } x = 0.70\text{m} \end{array} \right.$$

$$M_z = -8.94 \frac{x^2}{2} + 24,035x \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \text{ pour } x = 0 \\ M_z = 14,637 \text{ KN.m} \text{ pour } x = 0.70\text{m} \end{array} \right.$$



Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -12.135x + 25,909 = 0 \Rightarrow x = 2,135\text{m}$$

Le moment est max pour la valeur : 2,135m

D'où :

$$M_s^{\max} = -12.135 \times \frac{2,135^2}{2} + 25,909 \times 2,135 \Rightarrow M_s^{\max} = 27,658\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on aura :

- Aux appuis :  $M_s^a = -0.3M_s^{\max} = -8,297\text{KN.m}$
- En travées :  $M_s^t = 0.85M_s^{\max} = 23,509\text{KN.m}$

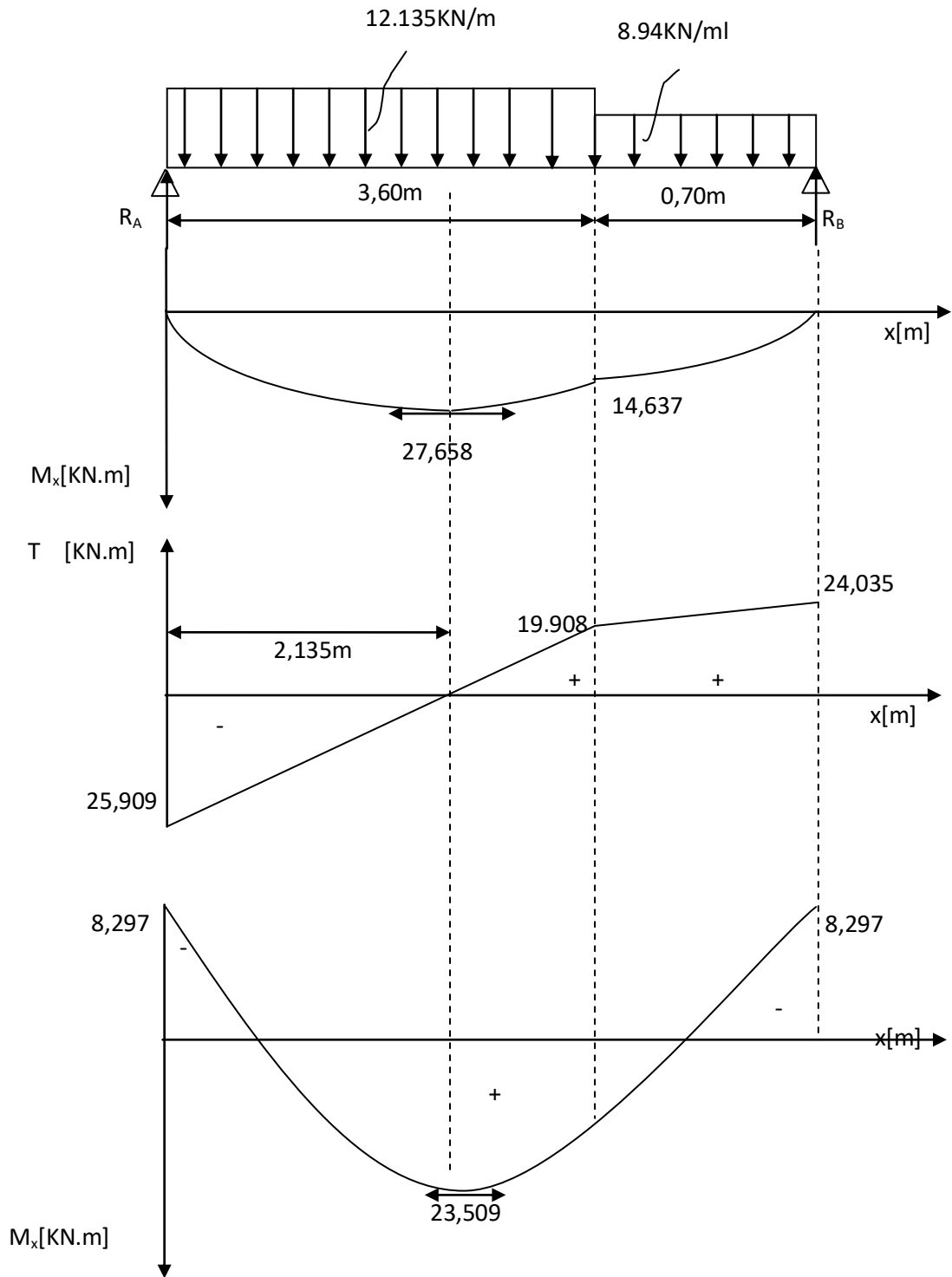


Figure III.3.12 : Diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS

**III.3.10 Vérification à l'ELS**

➤ **Ferraillage**

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

**a-Armatures longitudinales**

• **Aux appuis**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{8297}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_a = 0.018 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.018 \longrightarrow \beta_1 = 0.817$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8297}{0.817 \times 18 \times 348} = 1,62 \text{cm}^2$$

$$. A_{sa} < 3.14 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• **En travée**

$$\mu_{1t} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{23509}{100 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.0510$$

$$\mu_{1t} = 0.0510 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0,0510 \longrightarrow \beta = 0,755$$

$$A_{st} = \frac{23509}{0,755 \times 18 \times 348} = 4,97 \text{cm}^2$$

$$A_{st} < 7.69 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**b-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• **En travées**

$$A_{st} = 7.69 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 18} = 0.44$$

$$\rho_1 = 0.42 \Rightarrow \beta_1 = 0.900, \alpha_1 = 0.300 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.300}{15(1 - 0.300)} = 0.02857$$

$$\alpha_1 = 0.30 \Rightarrow K = 0.02857$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{23509 \times 10^6}{769 \times 900 \times 180} = 188,709 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.02857 \times 188,709 = 5,391 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,391 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• Aux appuis

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$M_a = 0,3 M_z^{\max} = 8,297 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\rho_1 = 0.174 \Rightarrow \beta_1 = 0.932 \text{ et } \alpha_1 = 0.204 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.204}{15(1-0.204)} = 0.0170$$

$$\alpha_1 = 0.204 \Rightarrow K = 0.0170$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{8297 \times 10^6}{314 \times 932 \times 180} = 157,508 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.0170 \times 157,508 = 2,677 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,677 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c-Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

a)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{4.30} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$

b)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.18}{4.30} = 0.042 < \frac{23,509}{10 \times 27,658} = 0.086 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$

c)  $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 18} = 0.00174 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

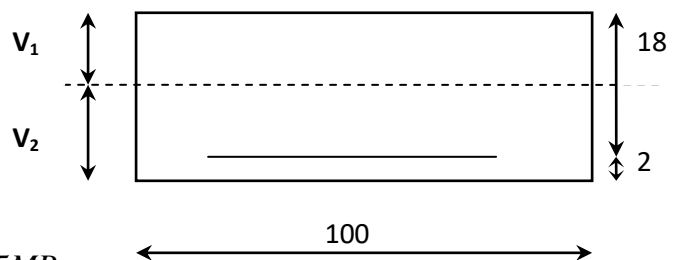
Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} ; \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :  $q_s = 12,135 \text{ KN/ml}$ .

$E_v$  : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$



$I$  : 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.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 7,69 \times 18) = 220763 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 7,69) = 2115,35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{220763}{2115,35} = 10,436 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,325 = 9,564 \text{ cm.}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{100}{3} \times ((10,436)^3 + (9,564)^3) + 15 \times 7,69 \times (9,564 - 2)^2$$

$$I = 73646,504 \text{ cm}^4.$$

D'où :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12,135 \times (4300)^4}{1081886 \times 73646,504 \times 10^4} = 6,78 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{4300}{500} = 8,6 \text{ mm}$$

$$f = 6,78 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8,6 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### III.4. Calcul de la poutre palière

#### a) Pré dimensionnement

##### Hauteur

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 3.6m (entre nœuds d'appuis).

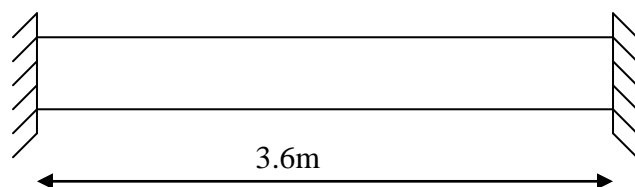


Figure III.4.1. Schéma de la poutre palière

La hauteur  $h_t$  est donnée par la relation suivante

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} l : \text{longueur libre entre nœuds d'appuis}$$

$$\frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24\text{cm} \leq h_t \leq 36\text{cm}$$

On prend  $h_t = 35\text{cm}$

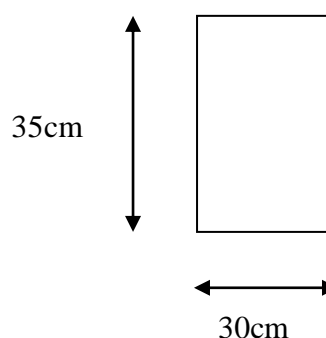


Figure III.4.2. section de la Poutre palière.

La largeur  $b$  est donnée par la relation suivante

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

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

**Recommandations de RPA (Art 7.5.1)**

$$b \geq 30\text{cm}, h \geq 35\text{cm} \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{d'où } 14\text{ cm} \leq b \leq 24,5\text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour :  $b = 30\text{ cm}$

Notre poutre a pour dimension  $(b \times h) = (30 \times 35)\text{ cm}^2$

#### b) Détermination des charges

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625\text{ KN/ml}$
- poids du mur  $G_M = 2,36 \times 1 = 2,36\text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU :  $R_u = 29,518\text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS :  $R_s = 21,267\text{ KN}$

III.4.1.Calcul à l'ELU

a) Calcul des efforts internes

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times (2.625 + 2.36) + 29.518 = 36.25 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{36.25 \times 3.60^2}{8} = 58.73$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{36.25 \times 3.60}{2} = 65.25 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3M_u = -17.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 49.92 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme du moment et de l'effort

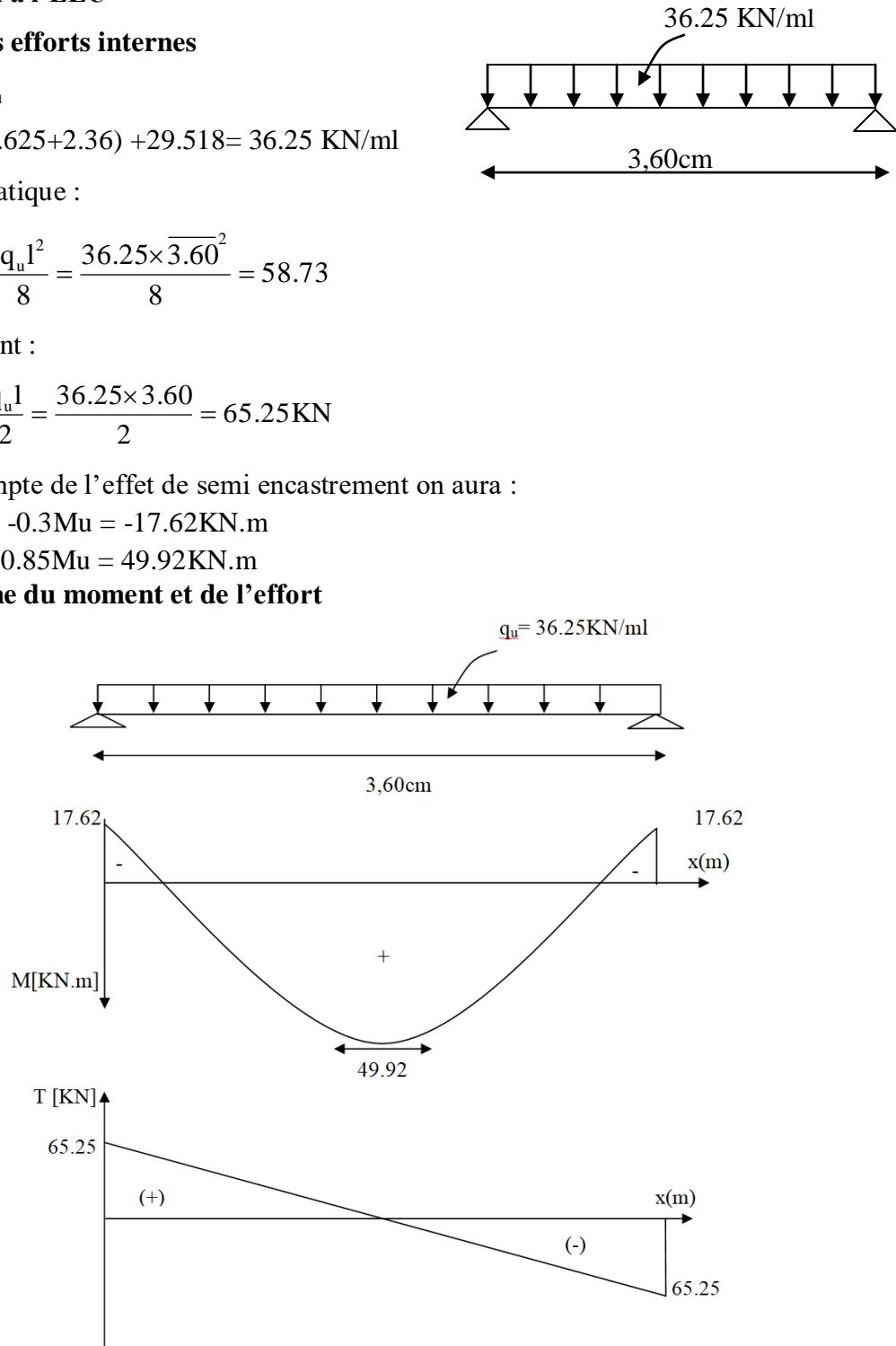


Figure III.4.3. Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

c) Ferrailage

- **En travées**  $h = 35 \text{ cm} ; d = 33 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}.$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{49.92 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.108$$

$$\mu_t = 0.108 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.108 \Rightarrow \beta = 0.943$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta .d.\sigma_{St}} = \frac{49.92 \times 10^3}{0.943 \times 33 \times 348} = 4.60 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_t = 3 \text{ HA } 14 = 4.62 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis**

$$\mu_{ap} = \frac{M_a}{b.d.^2.\sigma_{bc}} = \frac{17.62 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0.038 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.038 \Rightarrow \beta_1 = 0.981$$

$$A_{ap} = \frac{M_a}{\beta_1.d.\sigma_{St}} = \frac{17.62 \times 10^3}{0.981 \times 33 \times 348} = 1.56 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{ap} = 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

III.4.2.Vérification à l'ELU

a)Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL)

$$A_{min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **En travée** :  $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2$
- **Aux appuis** :  $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow$  La condition est vérifiée.

b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{65.25 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

**III.4.2.1. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.313, BAEL)****a) Influence sur les aciers**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 65.25 \times 10^3 + \frac{17.62 \times 10^6}{0.9 \times 330} \right) = 3.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 4.62 \text{ cm}^2 > 3.58 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

**b) Influence sur le béton**

$$T_{u\max} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 300 \times 0.9 \times 330 \times \frac{25}{1.5} = 594 \text{ KN} > T_u = 65.25 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$  La Condition est vérifiée

**c) Vérification de l'adhérence aux appuis**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_u = \frac{65.25 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 13.188 \times 10} = 1.67 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.188 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 1.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

**III.4.2.2. Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tels que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14 ; 10 ; 30 \} = 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**III.4.2.3.Ecartement des barres**

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones

**a) En zone nodale**

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

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\Phi\right\} = \min\{8.75\text{cm}; 16.8\text{cm}\}$$

On prend :  $S_t = 8\text{cm}$

**b) En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

**III.4.2.4.Ancrage des barres (A-6-1-2)**

Ancrage des barres aux appuis

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38\text{cm}$$

Forfaitairement :  $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$ .

**III.4.3.Calcul à l'ELS**

**a) Combinaison des charges**

$$q_s = G + R_s$$

$$q_s = 2.625 + 2.36 + 21.267 = 26.252 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{26.252 \times 3.6^2}{8} = 42.53 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{26.252 \times 3.6}{2} = 47.25 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -12.759 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 36.15 \text{ KN.m}$$

**b) Vérification des contraintes**

- Etat limite de compression du béton :

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

**1. Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{30 \times 33} = 0.203$$

$$\rho_1 = 0,203 \Rightarrow \beta_1 = 0,927 \alpha_1 = 0,219 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,219}{15(1-0,219)} = 0.020$$

$$\alpha = 0.219 \Rightarrow K=0.020$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot \beta d} = \frac{12.759 \times 10^6}{235 \times 0.927 \times 330} = 177,48 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,020 \times 177,48 = 3.55 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.55 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

**2. En travée**

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 33} = 0.466$$

$$\rho_1 = 0,466 \Rightarrow \beta_1 = 0,896 \alpha_1 = 0,312 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.312}{15(1-0.312)} = 0.030$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta d} = \frac{36.15 \times 10^6}{462 \times 0,896 \times 330} = 264.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,030 \times 264.63 = 7.94$$

$$\sigma_{bc} = 7.94 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

**3.3.5) Vérification de la flèche**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

a)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.35}{3.60} = 0.097 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

b)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.35}{3.60} = 0.097 > \frac{36.15}{10 \times 42.53} = 0.085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

$$c) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

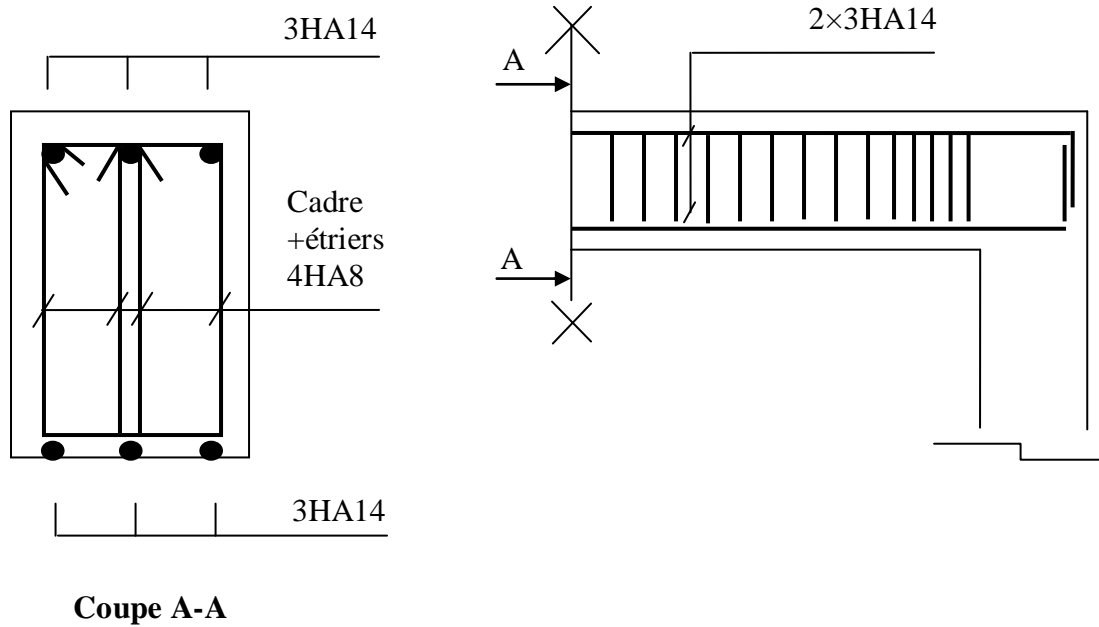
Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**c) Etat limite de déformation**

La fissuration étant peu nuisible  $\Rightarrow$  la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

**Conclusion**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.



**Figure III.4.4: Schéma de ferrailage de la poutre palière.**

**III.5. Etude de la salle machine**

➤ **Introduction**

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

Les tout premiers modèles s'appelaient monte-charge. Ce dernier existe encore aujourd'hui sous une forme améliorée.

Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface  $S = 1,45 \times 1,34 = 1,943m^2$  pouvant charger trois personnes et de faible vitesse  $V=1m/s$ . La charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 t ; on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au- dessus de la gaine.

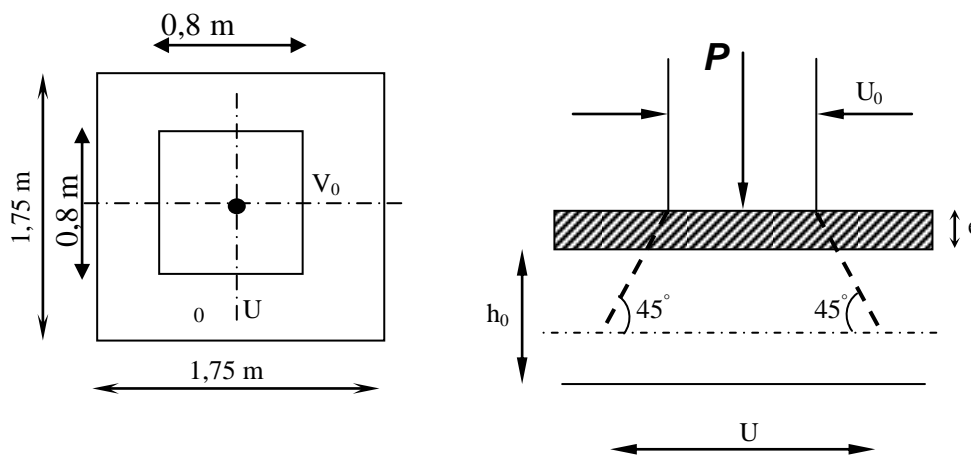
Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

➤ **Epaisseur de la dalle**

$$h_0 \geq \frac{Lx}{30} = \frac{175}{30} = 5,83cm$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15cm



**Figure III.5.1 : Diffusion de charges dans le feuillet moyen**

**Avec :**

$h_0$  : épaisseur de la dalle (15cm)

$e$  : épaisseur du revêtement (5cm)

$$U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{cm}$$

$$V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{cm}$$

**III.5.1.Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  dus au système de levage**

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

**a) Les moments dus au système de  $M_{x1}$   $M_{y1}$  :**

$$\begin{aligned} M_{x1} &= q(M_1 + \nu \cdot M_2) \\ M_{y1} &= q(M_2 + \nu \cdot M_1) \end{aligned} \quad \nu : \text{Coefficient de Poisson}$$

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients déterminés à partir des rapports  $\left(\frac{U}{L_x}\right)$  et  $\left(\frac{V}{L_y}\right)$  dans les abaques de PIGEAUD.

**b) Calcul des efforts**

A partir des abaques de PIGEAUD :

$$\left\{ \begin{aligned} \rho &= \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{1,75} = 1 \\ \frac{U}{L_x} &= \frac{105}{175} = 0,60 \\ \frac{V}{L_y} &= \frac{105}{175} = 0,60 \end{aligned} \right.$$

D'où  $M_1 = 0,076$ ,  $M_2 = 0,076$  (Tableau de PIGEAUD)

**À L'ELU**

$$\nu = 0$$

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

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{KN}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x1} &= 121,5 \times 0,076 = 9,237 \text{KN.m} \\ M_{y1} &= 121,5 \times 0,076 = 9,23 \text{KN.m} \end{aligned} \right.$$

**III.5.2. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Pour :  $\rho = 1 \xrightarrow{\text{tableau}}$

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

$$q_u = 1,35 \times (25 \times 0,15) + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 6,56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{x2} = 0,0368 \times 6,56 \times (1,75)^2 = 0,739 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} = 1,000 \times 0,739 = 0,739 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,23 + 0,739 = 9,96 \text{ KN} \cdot \text{ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,23 + 0,739 = 9,96 \text{ KN} \cdot \text{ml}$$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,75) et en appuis par (0,5) pour tenir compte de la continuité des voiles

**III.5.3 Ferrailage**

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1 m de largeur.

**Sens x-x**

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 9,23 = 4,98 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,98 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,020 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,020 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4,98 \times 10^3}{0,990 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 1,1 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

➤ **En travée**

$$M_t = 0,75 M_x = 0,75 \times 9,96 = 7,47 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_b = \frac{7,47 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,031 < \mu_R = 0,392 \text{ cm}$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_b = 0,031 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{7,47 \times 10^3}{0,985 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 1,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

**Sens y-y**

➤ **Armatures // à Y-Y :**

On adopte le même ferrailage que le sens **X-X** (car la dalle est carrée)

### III.5.4 Résumé des résultats

zone	sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm <sup>2</sup> )	A Adoptée
Sur appuis	x-x	4,98	0,020	0,990	1,11	4HA8
	y-y	7,47	0,031	0,985	1,67	4HA8
En travée	x-x	4,98	0,020	0,990	1,11	4HA8
	y-y	7,47	0,031	0,985	1,67	4HA8

### III.5.5.Vérification à l'ELU

**a) Condition de non fragilité : (Art : B.7.4/BAEL91)**

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

➤ **Aux appuis**

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

$$A = 2,01 > 1,2 \text{ cm}^2$$

Avec  $\rho_0$  : taux d'armatures dans chaque direction ( $\rho_0 = 0.008\%$ ).

➤ **En travée**

$$A \geq 100 \times 15 \times \frac{0,0008}{2} (3 - 0,92) = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,01 > 1,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

**b) Diamètre minimal des barres (art A-8.2.42 BAEL91)**

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

Direction la plus sollicitée :  $St \leq \min(2h; 25cm)$

Direction perpendiculaire :  $St \leq \min(3h; 33cm)$

Armatures supérieures :  $St = 20cm \leq \min(2h; 25cm) = 25cm.$

Armatures inférieures :  $St = (20 ; 25)cm \leq \min(3h; 33cm) = 33cm.$

**c) Vérification au poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si

$$q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Avec :**  $q_u$  : charge de calcul à l'ELU

$\mu_c$  : Périmètre du contour

$h$  : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$\mu_c = 2(1,05 + 1,05) = 4,2m$$

$$q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$q_u \leq \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5}$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5KN \leq 472,5KN \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

**d) Vérification de la contrainte tangentielle**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a  $U = V$

Donc :

Au milieu de  $U$  on a :

$$Vu = \frac{P}{(2U + V)}$$

$$Vu = \frac{90}{2 \times 1,05 + 1,05} = 28,57KN$$

Au milieu de  $V$  on a :

$$Vu = \frac{P}{3U}$$

$$Vu = \frac{90}{3 \times 1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.219 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{ 0.13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa} \} = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.219 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

### III.5.6. Vérification à L'ELS

$$(v = 0.2)$$

#### III.5.6.1. Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$ dus au système de levage

$$M_{x1} = q(M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + v \cdot M_1)$$

D'où  $M_1 = 0,076$   $M_2 = 0,076$  (Tableau de PIGEAUD)

$$q_s = G + Q = G$$

$$q_s = 90 \text{ KN.m}$$

$$M_{x1} = 90 \times (0,076 + 0,2 \times 0,076) = 8,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 \times (0,076 + 0,2 \times 0,076) = 8,20 \text{ KN.m}$$

#### III.5.6.2. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle $M_{x2}$ et $M_{y2}$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Pour :  $\rho = 1 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x = 0,0442$

$$\mu_y = 1$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (25 \times 0,15) + 1$$

$$q_s = 4,75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{x2} = 0,0422 \times 4,75 \times (1,75)^2 = 0,642 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1 \times 0,642 = 0,642 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,20 + 0,642 = 8,842 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,20 + 0,642 = 8,842 \text{ KN.ml}$$

**Sens x-x**

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 8,842 = 4,42 \text{ N.m}$$

➤ **En travée**

$$M_t = 0,75 M_x = 0,75 \times 8,842 = 6,63 \text{ KN.m}$$

**Sens y-y**

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 8,842 = 4,42 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée**

$$M_t = 0,75 M_y = 0,75 \times 8,842 = 6,63 \text{ KN.m}$$

**III.5.7. Vérification des contraintes dans le béton**

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

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Sens X-X**

▪ **Aux Appuis**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{4,98}{4,42} = 1,12$$

$$\mu_u = 0,020 \rightarrow \alpha = 0,0252$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,12 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,31 > \alpha = 0,0252 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪En travée

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{7,47}{6,63} = 1,12$$

$$\mu_u = 0,031 \rightarrow \alpha = 0,0381$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,12 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,31 > \alpha = 0,0381 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III.5.8. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Artc4-5-32)

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

### III.5.9. Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine

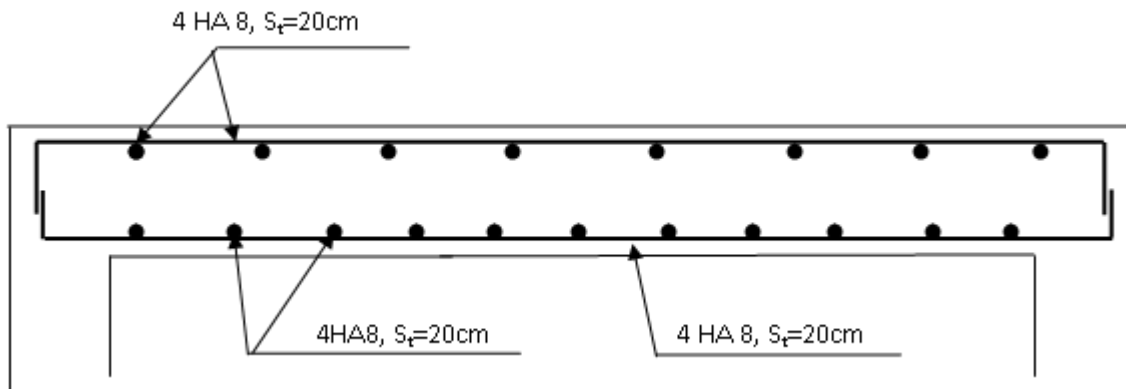


Figure III.5.2 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x et y-y.

## IV. Etude du séisme

### Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

### IV.1. Choix de la méthode de calcul

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/ version 2003** prévoit d'utiliser soit

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### IV.2. Méthode statique équivalente

#### IV.2.1. Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### IV.2.2. Conditions d'application de la MSE

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$$H \leq 65m \text{ en zones I, II}_a, \text{II}_b.$$

$$H \leq 30m \text{ en zone III.}$$

- b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA(**Art 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en a).

.Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié sont vérifiées (car la structure est régulière en plan) l'article 4.1.2.b du RPA (zone IIa, et groupe d'usage2 ;h=25,92m≥23m) ,donc la méthode utilisable est la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique.

**IV.2.3. Calcul de la force sismique totale (RPA 99. Art 4.2.3)**

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens avec la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}W$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**D** : facteur d'amplification dynamique de la structure.

**Q** : facteur de qualité.

**R** : coefficient de comportement de la structure.

**W** : poids total de la structure.

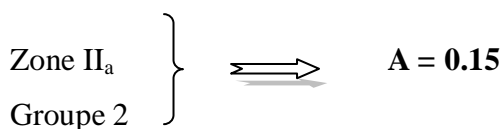
**1) Coefficient d'accélération de zone « A »**

Le coefficient « A » est donné par le tableau (4.1. RPA 99/ version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

**Tableau VI.1. : Coefficient d'accélération de zone A.**

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Dans notre cas



## 2) Justification de l'interaction portiques-voiles

❖ Les forces sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option «Section Cut»

### ➤ Sens longitudinales

-Voiles : (87%)

-Portiques : (13%)

### ➤ Sens transversales

-Voiles : (90%)

-Portiques : (10%)

## 3) Coefficient de comportement global de la structure « R »

Le coefficient « R » est donné par le tableau (4.3. RPA 99/ version 2003) en fonction du système de contreventement.

**Tableau VI.2: valeurs du coefficient de comportement R**

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b><u>A</u></b>	<b><u>Béton armé</u></b>	
1a	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<b><u>B</u></b>	<b><u>Acier</u></b>	
7	Portiques auto-stables ductiles	6
8	Portiques auto-stables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<b><u>C</u></b>	<b><u>Maçonnerie</u></b>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Dans notre cas

La structure est contreventée par des voiles.  $\Rightarrow$  R = 4

**4)Facteur de qualité « Q »**

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec :

**P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4. RPA 99/ version 2003).

**Tableau VI.3.: valeurs des pénalités P<sub>q</sub>**

Critère q »	P <sub>q</sub>	
	Observé	N/observé
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	0,05
<b>2. Redondance en plan</b>	0	0,05
<b>3. Régularité en plan</b>	0	0,05
<b>4. Régularité en élévation</b>	0	0,05
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	0,05
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	0,10

**a) Condition sur la hauteur**

- Tizi-ouzou est en zone II<sub>a</sub>.
  - $H_t = 25.92m < 65 m.$
- }  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**b) Régularité en plan**

**- Forme du bâtiment**

La forme du bâtiment est symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{16.65}{16.40} = 1.015 < 4.$$

- **Décrochements du bâtiment :**

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

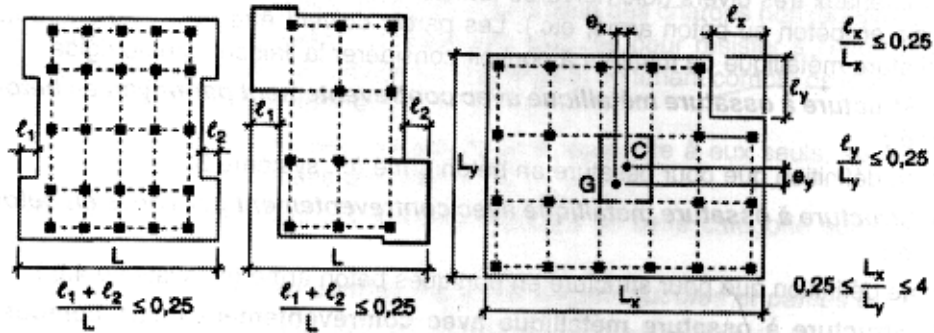


Figure IV.1 : Limite des décrochements en plan selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003

Dans notre cas :

- Suivant le sens (x-x)

$$l_1 + l_2 = 4,00 + 0 = 4,00m.$$

$$0,25 L_x = 0,25 \times 16,65 = 4,162m.$$

$$l_1 + l_2 < 0,25 L_x \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Suivant le sens (y-y)

$$l_1 + l_2 = 1,30 + 0 = 1,30m.$$

$$0,25 L_y = 0,25 \times 16,40 = 4,10m.$$

$$l_1 + l_2 < 0,25 L_y \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ouvertures dans les planchers**

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher :  $S_0 \leq 15 \% S_T$

Avec :

$S_0$  : Surface totale des ouvertures.

$S_T$  : Surface totale du plancher.

$$S_0 = 17,423m^2.$$

$$S_T = 263,18m^2.$$

$$15 \% S_T = 39,477m^2.$$

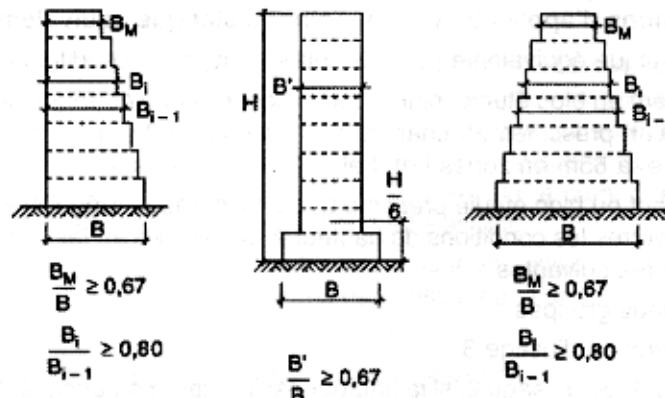
$$S_0 < 15 \% S_T \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion1:**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en plan dans les deux sens.

**c) Régularité en élévation**

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmettra pas directement à la fondation.



*Figure IV.2 : Limite des décrochements en élévation selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003*

Notre système de contreventement ne comporte pas d'élément porteur discontinu.

- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.
- Décrochement en élévation : les étages sont identiques, pas de décrochements → la **condition de décrochement en élévation est respectée.**

**Conclusion 2**

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

**Conclusion 3**

Toutes les conditions d'application de la MSE sont vérifiées (le bâtiment est classé régulier en plan et en élévation et sa hauteur est inférieure à 65 m) ; Par conséquent, la méthode est applicable.

❖ Sens longitudinal

**Tableau IV.4 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal**

Critères	Observé (Oui ou Non)	P <sub>q</sub>
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	<b>0,00</b>
2- Redondance en plan	Oui	<b>0,05</b>
3- Régularité en plan	Oui	<b>0,05</b>
4- Régularité en élévation	Oui	<b>0,05</b>
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	<b>0,00</b>
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	<b>0,00</b>

❖ Sens transversal

**Tableau IV.5 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal**

Critères	Observé (Oui ou Non)	P <sub>q</sub>
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Non	<b>0,00</b>
2-Redondance en plan	Oui	<b>0,05</b>
3-Régularité en plan	Oui	<b>0,05</b>
4-Régularité en élévation	Oui	<b>0,05</b>
5-Contrôle de qualité des matériaux	Oui	<b>0,00</b>
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	<b>0,00</b>

On aura donc dans les deux sens :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0) \implies Q = 1,15$$

**2) Facteur d'amplification dynamique de la structure « D »**

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).
- De la période fondamentale de la structure **T**.

❖ Estimation de la période fondamentale

Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être calculée avec la formule suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

$h_N$ : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau ( $N$ ) :

$$h_N = 25,32m.$$

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau (4.6. RPA 99/ version 2003) :

$$C_T = 0.05.$$

$$D'où : T = 0,05 \times (25,32)^{3/4} = \mathbf{0,564 s}$$

La valeur de  $T$  doit être majorée de 30 % :

$$T = 1.3 \times 0,564 = \mathbf{0,733 s} \implies T = \mathbf{0,733 s}$$

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 S \\ 2,5\eta \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{2/3} \left[ \frac{3,0}{T} \right]^{5/3} & T \geq 3,0 S \end{cases}$$

Avec :

$T$  : Période fondamentale de la structure.

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7. RPA 99/ version 2003).

$$\text{La nature du sol : meuble (site } S_3) \implies T_2 = \mathbf{0,50 s}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

Avec :

$\xi$ (%) : Pourcentage de l'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2. RPA 99/ version 2003).

$$\xi = \mathbf{10\%} \implies \eta = \mathbf{0,76}$$

$$T_2 = 0,50 s < T = 0,733 s.$$

$$D = 2,5\eta \left( \frac{0,5}{0,564} \right)^{2/3} \implies \mathbf{D = 1,1685sec}$$

## 3) Poids de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

$W_{Gi}$  : Poids des charges permanentes et à celle des équipements fixés de la structure.

$W_{Qi}$  : poids des charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le tableau (4.5. RPA 99/ version 2003).

Dans notre cas,  $\beta = 0,2$ .

Les poids sont récapitulés dans le tableau suivant :

$$\text{d'où : } W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \Rightarrow \quad W = 20987,69 \text{ KN}$$

- **Forces sismiques totales**

On aura donc les résultats des forces sismiques totales :

- ❖ **Sens longitudinal (x-x)**

$$V_x = 1205,64 \text{ KN} .$$

- ❖ **Sens transversal (y-y)**

$$V_y = 1257,97 \text{ KN} .$$

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

$$V = 0,15 \times 1,1685 \times 1,15 \times 20987,69 / 4 = 1057,60 \text{ KN}$$

$$V_{\text{statique}} = 0,8V = 846,08 \text{ KN}$$

## IV.4. Méthode dynamique modale spectrale

### IV.4.1. Principe de la méthode dynamique modale

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### V.4.2. Les hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

## IV.5. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

## IV.6. Etapes de calcul et modélisation avec ETABS

### IV.6.1. Etapes de calcul

#### 1) Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modifier.

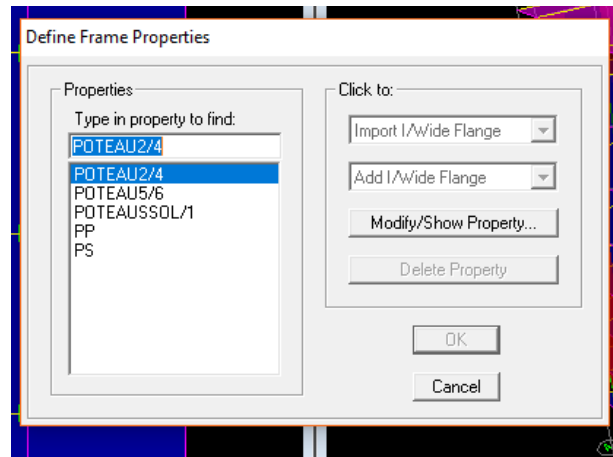
- Choix des unités ;
- Géométrie de base ;
- Modélisation de la géométrie de base.



#### 2) Deuxième étape

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser.

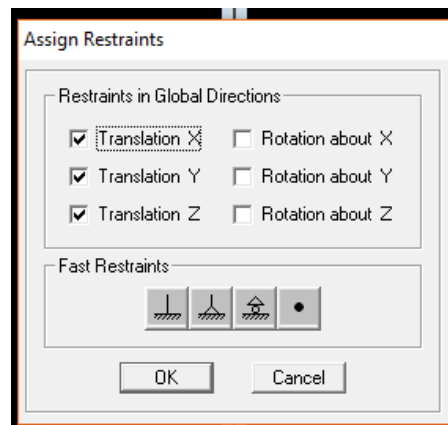
- Choix des sections ;
- Définition des sections ;
- Affectation des sections aux éléments des portiques.



### 3) Troisième étape

La troisième étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appui, diaphragme, etc.) pour la structure à modéliser.

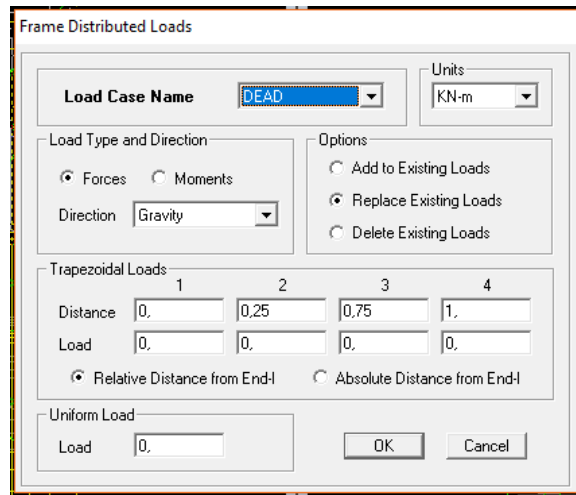
- Appuis ;
- Nœuds Maitres ;
- Diaphragmes ;
- Masses.



### 4) Quatrième étape

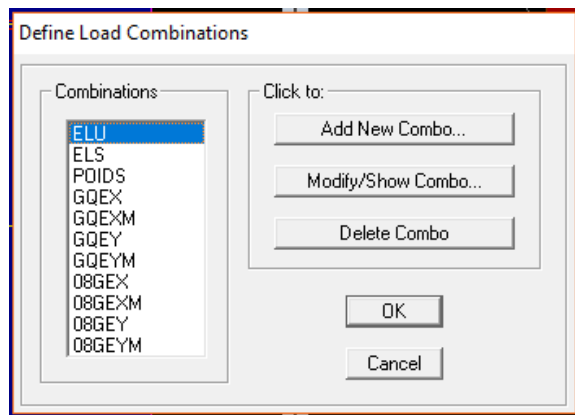
La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

- Charge statique .
- Chargement.



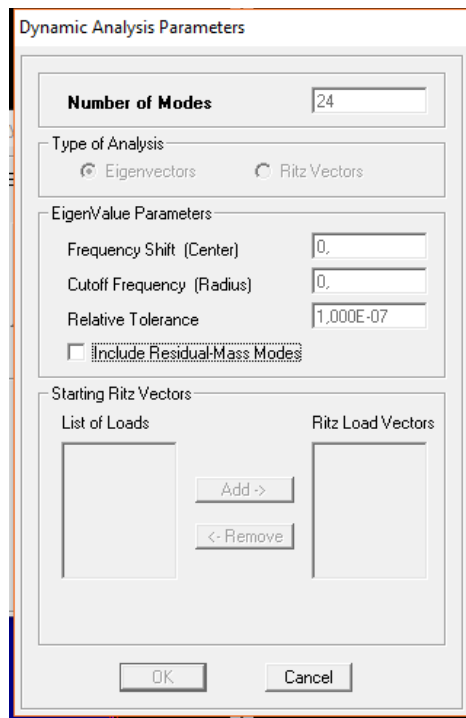
**5) Cinquième étape**

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges.



**6) Sixième étape**

La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème, mais avant l'exécution, il y a lieu de spécifier le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat ainsi que l'indication de son contenu.



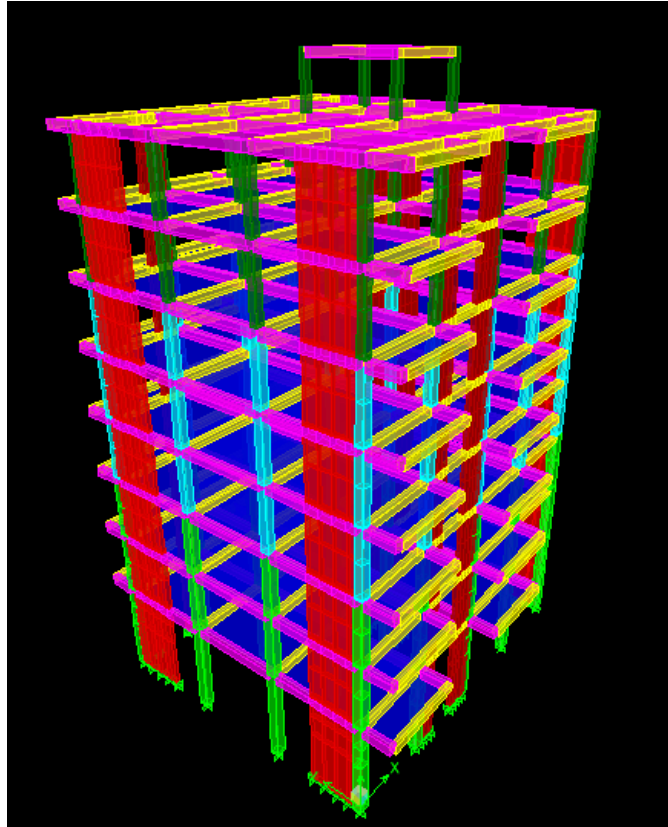
### 7) Septième étape

La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.

- Résultats sur fichiers ;
- Visualisation des résultats à l'écran ;
- Déplacements ;
- Réactions ;
- Les efforts internes.

## IV.6.2. Modélisation du projet

Pour la modélisation de la présente structure, nous avons utilisé le logiciel de calcul et d'analyse des structures ETABS, dont le modèle de la structure est représenté dans la figure ci-après



*Figure IV.3 : Modélisation numérique de la structure*

Le règlement parasismique Algérien exige d'adopter un système de contreventement qui répond à ses exigences, ce dernier est en fonction :

- De la catégorie du site ;
- De la zone sismique ;
- Et de la hauteur du bâtiment (**Art 3.4.RPA 99/ version 2003**).

### **IV.6.3. Disposition des voiles**

- La disposition, l'implantation et le positionnement des voiles de contreventement sont les paramètres qui définissent chaque variante, comme suit:
  - ✓ Première variante: la disposition des voiles sont repartis au centre et aux extrémités du bâtiment sans tenir compte de la symétrie.
  - ✓ Deuxième variante: en tenant compte la symétrie.
  - ✓ Troisième variante: la disposition des voiles est concentrée au centre du bâtiment

Après plusieurs essais de disposition des voiles, nous avons opté pour la disposition représentée sur la figure ci-dessous :

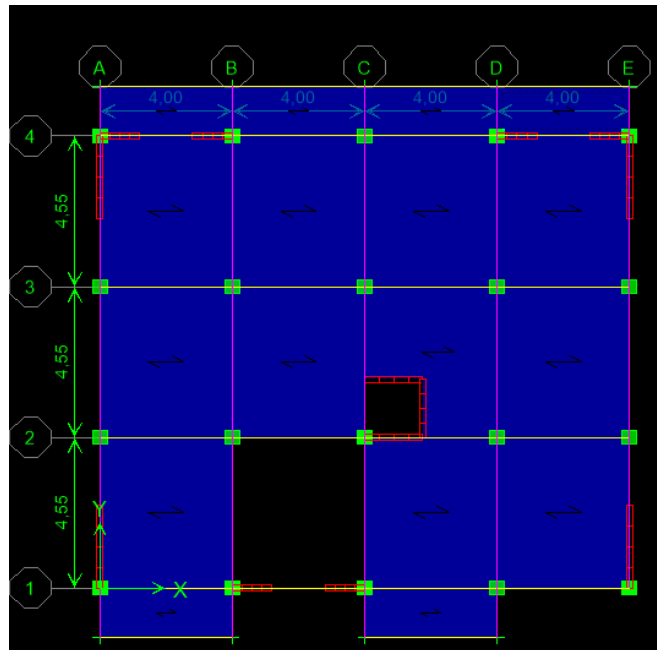
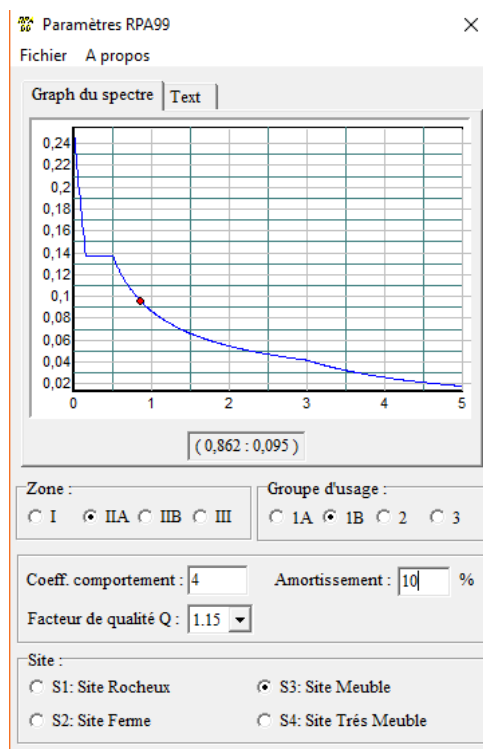


Figure IV.4 : Vue de dessus de la disposition des voiles

IV.6.4. Spectre de réponse de calcul : (Art 4.3.3.RPA99 révisé 2003)



L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 A \eta (1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 s \end{cases}$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**η** : Facteur de correction d'amortissement.

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique.

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

**Q** : Facteur de qualité.

### Combinaisons d'action

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes : ultime, service, accidentelle .

ELU	1,35G+1,5Q
ELS	G+Q
POIDS	G+0,2Q
GQEX	G+Q+EX
GQEXM	G+Q-EX
GQEY	G+Q+EY
GQEYM	G+Q-EY
08GEX	0,8G+EX
08GEXM	0,8G-EX
08EY	0,8G+EY
08EYM	0,8G-EY

**IV.6.5. Modes de vibration et taux de participation des masses**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,688217	74,5611	0,4033	0	74,5611	0,4033	0
2	0,625682	0,509	72,0804	0	75,07	72,4837	0
3	0,553916	2,1025	0,3195	0	77,1725	72,8032	0
4	0,226964	13,8327	0,0643	0	91,0052	72,8675	0
5	0,181661	0,1213	17,389	0	91,1265	90,2565	0
6	0,147138	0,3023	0,2613	0	91,4288	90,5178	0
7	0,106365	4,8447	0,0123	0	96,2734	90,5301	0

**IV.6.6. Analyse des résultats**

Cette disposition nous permet d’éviter une torsion au premier mode, on remarque que le premier mode est une translation dans le sens (x-x), le deuxième est aussi une translation dans le sens (y-y), on remarque aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du **RPA** majorée de 30% : **T = 0,688 s < T = 0,733 s**. Par ailleurs, il est à remarquer que le taux de participation des masses au 8<sup>ème</sup> mode dépasse les 90%.

**IV.6.7. vérification de la résultante des forces sismiques à la base : (Art 4.3.6. RPA 99/Version 2003)**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_D$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_s$  pour une valeur de la période donnée par la formule empirique suivante :

$$V_D = 0,8 V_s$$

Le sens	$V_{dyn}(KN)$	$V_{stat}(KN)$	$V_{dyn}/V_{stat}$	Obser
long	1205,64	846,08	1,42	>0,8
Transn	1257,97	846,08	1.48	>0,8

- Les excentricités

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| < 5\% L_x$$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| < 5\% L_y$$

Story	Diaphragme	XCCM	YCCM	XCR	YCR	XCCM-XCR	YCCM-YCR	5% Lx	5% Ly	observation
SSOL	DA1	7,956	7,412	8,434	8,261	-0,478	-0,849	0,8	0,6825	cv
RDC	DA2	7,951	7,433	8,472	8,417	-0,521	-0,984	0,8	0,6825	cv
ET1	DA3	7,951	7,441	8,463	8,502	-0,512	-1,061	0,8	0,6825	cv
ET2	DA4	7,95	7,447	8,436	8,549	-0,486	-1,102	0,8	0,6825	cv
ET3	DA5	7,95	7,447	8,404	8,568	-0,454	-1,121	0,8	0,6825	cv
ET4	DA6	7,949	7,454	8,371	8,577	-0,422	-1,123	0,8	0,6825	cv
ET5	DA7	7,949	7,46	8,343	8,584	-0,394	-1,124	0,8	0,6825	cv
TERRASSE	DA8	7,885	7,239	8,326	8,599	-0,441	-1,36	0,8	0,6825	cv
TERRASSE-1	DA9	10	6,825	9,809	6,926	0,191	-0,101	0,8	0,6825	cv

**IV.7. Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

**R** : Coefficient de comportement (**R=4**).

$\delta_{ek}$  : Déplacements dus aux forces sismiques ( $\delta_{ek} = \frac{F_{ij}}{R_{ij}}$ )

$R_{ij}$  : Rigidité totale (voiles + portiques) du niveau.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

❖ Sens longitudinal

**Tableau IV.6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal**

Niveau	H <sub>k</sub> (m)	δ <sub>ek</sub> (m)	R	δ <sub>k</sub> (m)	δ <sub>k-1</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> (m)	$\bar{\Delta}_k(m)$	Condition
TERRASSE-1	2,5	0,000339	4	0,001356	0	0,001356	0.025	<b>C.V</b>
TERRASSE	3,06	0,000773	4	0,003092	0,001356	0,001736	0.0306	<b>C.V</b>
ET5	3,06	0,000855	4	0,00342	0,003092	0,000328	0.0306	<b>C.V</b>
ET4	3,06	0,000921	4	0,003684	0,00342	0,000264	0.0306	<b>C.V</b>
ET3	3,06	0,000956	4	0,003824	0,003684	0,00014	0.0306	<b>C.V</b>
ET2	3,06	0,000978	4	0,003912	0,003824	8,8E-05	0.0306	<b>C.V</b>
ET1	3,06	0,000933	4	0,003732	0,003912	-0,00018	0.0306	<b>C.V</b>
RDC	3,06	0,000814	4	0,003256	0,003732	-0,000476	0.0306	<b>C.V</b>
SSOL	4,5	0,000424	4	0,001696	0,003256	-0,00156	0.0450	<b>C.V</b>

❖ Sens transversal

**Tableau IV.7: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal**

Niveau	H <sub>k</sub> (m)	δ <sub>ek</sub> (m)	R	δ <sub>k</sub> (m)	δ <sub>k-1</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> (m)	$\bar{\Delta}_k(m)$	Condition
TERRASSE-1	2,5	0,000281	4	0,001124	0	0,001124	0.025	<b>C.V</b>
TERRASSE	3,06	0,000776	4	0,003104	0,001124	0,00198	0.0306	<b>C.V</b>
ET5	3,06	0,000799	4	0,003196	0,003104	0,000092	0.0306	<b>C.V</b>
ET4	3,06	0,000806	4	0,003224	0,003196	0,000028	0.0306	<b>C.V</b>
ET3	3,06	0,000806	4	0,003224	0,003224	0	0.0306	<b>C.V</b>
ET2	3,06	0,000779	4	0,003116	0,003224	-0,000108	0.0306	<b>C.V</b>
ET1	3,06	0,000702	4	0,002808	0,003116	-0,000308	0.0306	<b>C.V</b>
RDC	3,06	0,000574	4	0,002296	0,002808	-0,000512	0.0306	<b>C.V</b>
SSOL	4,5	0,000289	4	0,001156	0,002296	-0,00114	0.0450	<b>C.V</b>

**V.8) Vérification de l'effet P- Delta (Art 5.9.RAP99/version 2003)**

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

**PK**: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

**VK**: effort tranchant d'étage a niveau k

**hK**: la hauteur de l'étage k

**Δ K**: déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau(k-1)

Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

❖ Sens longitudinal

Niveau	P <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	H <sub>k</sub>	θ <sub>k</sub>
TERRASSE-1	89,27	0,001356	31,58	2,5	0,00153325
TERRASSE	2707,09	0,001736	209,36	3,06	0,00733563
ET5	2485,02	0,000328	412,54	3,06	0,00064568
ET4	2538,58	0,000264	641,84	3,06	0,00034138
ET3	2538,58	0,00014	863,62	3,06	0,00013449
ET2	2538,57	8,8E-05	1042,28	3,06	0,00007
ET1	2599,78	-0,00018	1180,8	3,06	-0,00012951
RDC	2599,78	-0,000476	1277,02	3,06	-0,00031668
SSOL	2891,02	-0,00156	1340,02	4,5	-0,00074791

❖ Sens transversal

Niveau	P <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	H <sub>k</sub>	θ <sub>k</sub>
TERRASSE-1	89,27	0,001124	44,74	2,5	0,00089709
TERRASSE	2707,09	0,00198	251,9	3,06	0,006953737
ET5	2485,02	0,000092	441,02	3,06	0,00016941
ET4	2538,58	0,000028	641,84	3,06	0,00003619
ET3	2538,58	0	834,4	3,06	0
ET2	2538,57	-0,000108	971,28	3,06	-0,00009224
ET1	2599,78	-0,000308	1081	3,06	-0,00024207
RDC	2599,78	-0,000512	1173,56	3,06	-0,000370664
SSOL	2891,02	-0,00114	1239,6	4,5	-0,000590829

On constate que θ<sub>X</sub> et θ<sub>Y</sub> sont inférieurs à « 0,1 », donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

**IV.9) Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux**

**Art 7.4.3.1 (la formule :7.2) de RPA**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est 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> : l'aire (section brute) de cette dernière.

f<sub>cj</sub> : la résistance caractéristique du béton.

Poteaux	N <sub>d</sub> (N)	B <sub>c</sub> × f <sub>c28</sub> (N)	V	observation
(40x45)	1289820	4500000	0,286626667	CV
(35x40)	768310	3500000	0,219517143	CV
(30x35)	307360	2625000	0,117089524	CV

## V.1.Ferrailage des poteaux

### Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,35G + 1,5Q & ELU \\ G + Q & ELS \\ G + Q \pm E & RPA 99 \text{ version } 2003 \\ 0,8 \pm E & RPA 99 \text{ version } 2003 \end{array} \right.$$

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.

**On distingue trois cas**

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

### V.1.1.Recommandations du R.P.A. 2003

#### a) Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Le pourcentage minimal est de 0,80 % de la section du poteau en zone IIa.

$$Poteau (40 \times 45) : A_{min} = 0,008 \times 40 \times 45 = \mathbf{14,4 \text{ cm}^2}$$

$$Poteau (35 \times 40) : A_{min} = 0,008 \times 35 \times 40 = \mathbf{11,2 \text{ cm}^2}$$

$$Poteau (30 \times 35) : A_{min} = 0,008 \times 30 \times 35 = \mathbf{08,4 \text{ cm}^2}$$

-Le pourcentage maximal en zone courante est de 4 % de la section du poteau.

$$Poteau (40 \times 45) : A_{max} = 0,04 \times 40 \times 45 = \mathbf{72 \text{ cm}^2}$$

$$Poteau (35 \times 40) : A_{max} = 0,04 \times 35 \times 40 = \mathbf{56 \text{ cm}^2}$$

$$Poteau (30 \times 35) : A_{max} = 0,04 \times 30 \times 35 = \mathbf{42 \text{ cm}^2}$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 6 % de la section du poteau.

$$Poteau (40 \times 45) : A_{max} = 0,06 \times 40 \times 45 = \mathbf{108 \text{ cm}^2}$$

$$Poteau (35 \times 40) : A_{max} = 0,06 \times 35 \times 40 = \mathbf{84 \text{ cm}^2}$$

$$Poteau (30 \times 35) : A_{max} = 0,06 \times 30 \times 35 = \mathbf{63 \text{ cm}^2}$$

-Le diamètre minimal est  $\mathbf{\varnothing 12}$ .

-La longueur de recouvrement minimale est de  $\mathbf{40\varnothing}$  en zone IIa.

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser  $\mathbf{25 \text{ cm}}$  en zone IIa.

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

**b) Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$$

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre noeuds des poutres (hauteur d'étage).

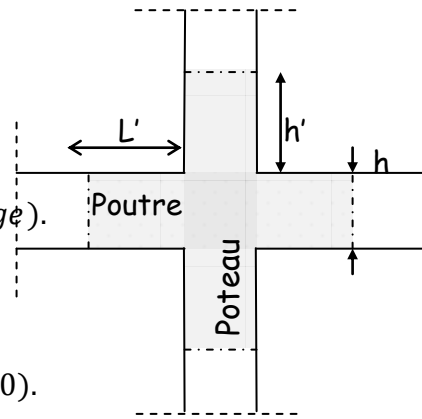


Figure V.1.1: Délimitation de la zone nodale

On aura

–  $h' = 60 \text{ cm}$ .

–  $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$  : poutres principales de (30×40).

–  $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$  : poutres secondaires de (30×35).

**c) Les armatures transversales**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \dots \dots \dots (\text{R. P. A. Version 2003, Art. 7.4.2.2})$$

$h$  : Hauteur totale de la section brute

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,50 & \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$I_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ où } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

$A_t$  : armatures transversales .

$S_t$  : espacement des armatures transversales .

**En zone IIa**

- Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15 \text{ cm})$$

-Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15 \Phi_L^{\text{min}}$$

$\Phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\text{min}} = 0,3\%$

$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\text{min}} = 0,8\%$

$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$  Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\Phi > 12mm$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^0$  ayant une longueur droite de  $10 \Phi_{min}$ .

### V.1.2. Calcul du ferraillage

#### Etapas de calcul en flexion composée

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

➤ Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de  $e = M/N$ .

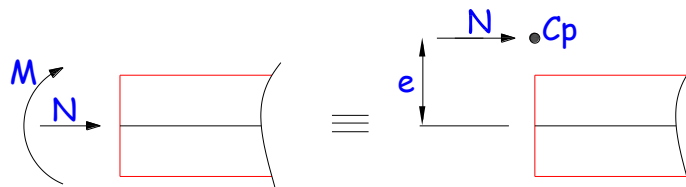


Figure V.1.2 : Section en flexion composée.

➤ Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

- **Armatures longitudinales**

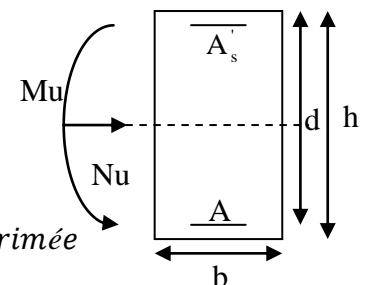
Etapas de calcul :

– Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$  Alors la section est partiellement comprimée

– Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$  Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) b \times h \times f_{c28} \Rightarrow (*)$$

Avec :  $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \Rightarrow$  Moment fictif



► Si l'inégalité (\*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si  $\mu_b < \mu_r$  la section est simplement armée

Si  $\mu_b > \mu_r$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_t$  et  $A_l$ .

On calcule :

$$M_r = \mu_l b \times d^2 \times f_{bu}$$

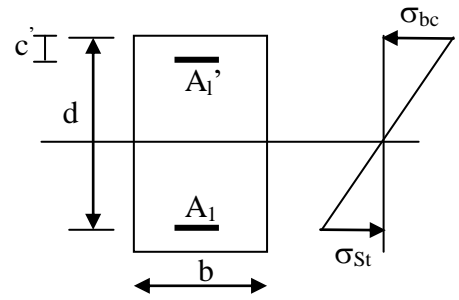
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A_l' = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

La section réelle d'armature est  $A_s = A_l'$  ;  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$



6

- Si l'inégalité (\*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0,5h - c) \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow (**)$$

- Si l'inégalité (\*\*) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

- Si l'inégalité (\*\*) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_{sup} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c) - M}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

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

$\gamma_b = 1,5$  En situation durable

$\gamma_b = 1,15$  En situation accidentelle

$N_u$  : effort de compression

**V.1.3. Les efforts internes max donnés par le logiciel ETABS pour tous les poteaux dans le sens transversal ainsi que leur ferrailage**

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (b × h) (cm) <sup>2</sup>	obs.	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix Des barres
S-SOL/ 1 <sup>er</sup>	N <sub>max</sub> =1708,41	M <sub>cor</sub> = -1,171	45 × 40	SEC	0,00	0,00	14,40	16,08	8HA16
	N <sub>min</sub> = 639,48	M <sub>cor</sub> = 3,327		SEC	0,00	0,00			
	N <sub>cor</sub> = 749,73	M=53,72		SEC	0,00	0,00			
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	N <sub>max</sub> = 1024,11	M <sub>cor</sub> = 4,242	40 × 35	SEC	0,00	0,00	11,2	12,31	8HA14
	N <sub>min</sub> =- 79,14	M <sub>cor</sub> = 7,859		SEC	0,00	0,00			
	N <sub>cor</sub> = 406,91	M= 46,263		SEC	0,00	0,00			
5 <sup>ème</sup> , et 6 <sup>ème</sup>	N <sub>max</sub> = 416,83	M <sub>cor</sub> = 5,39	35 × 30	SEC	0,00	0,00	8,4	10,68	4HA14+4HA12
	N <sub>min</sub> = 58,17	M <sub>cor</sub> = 1,451		SEC	0,00	0,00			
	N <sub>cor</sub> = 105,94	M = 34,763		SPT	0,00	1,76			

**V.1.4. Les efforts internes max donnés par le logiciel ETABS pour tous les poteaux dans le sens longitudinal ainsi que leur ferrailage**

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (b × h) (cm) <sup>2</sup>	obs.	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix Des barres
S-SOL /1 <sup>er</sup>	N <sub>max</sub> =1708,41	M <sub>cor</sub> = 1,584	45 × 40	SEC	0,00	0,00	14,40	16,08	8HA16
	N <sub>min</sub> = 639,48	M <sub>cor</sub> = 0,272		SEC	0,00	0,00			
	N <sub>cor</sub> = 99,55	M= 80,194		SPT	0,00	4,35			
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	N <sub>max</sub> = 1024,11	M <sub>cor</sub> = 4,921	40 × 35	SEC	0,00	0,00	11,2	12,31	8HA14
	N <sub>min</sub> = 79,14	M <sub>cor</sub> = 1,218		SEC	0,00	0,00			
	N <sub>cor</sub> = 84,12	M= 73,945		SPT	0,00	4,97			
5 <sup>ème</sup> , et 6 <sup>ème</sup>	N <sub>max</sub> = 416,83	M <sub>cor</sub> = 5,754	35 × 30	SEC	0,00	0,00	8,4	10,68	4HA14+4HA12
	N <sub>min</sub> = 58,17	M <sub>cor</sub> = -0,933		SEC	0,00	0,00			
	N <sub>cor</sub> = 40,6	M=54,189		SPT	0,00	4,68			

**V.1.5.Vérification des armatures transversales**

**a) Calcul des espacements**

L'espacement des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$S_t \leq \min \{15\phi_L^{min}, 40cm, (a + 10)cm\} = \min \{15 \times 1,2 ; 40cm; (35 + 10)\} \Rightarrow S_t \leq 18 cm$$

Avec :

*a*: est la petite dimension du poteau

Soit :  $S_t = 15 cm$

-D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2)

**✚ En zone nodale**

$$S_t \leq \min \{10 \phi_L^{min}, 15cm\} = \min \{10 \times 1,2 ; 15cm\} = 12 cm > 10cm \Rightarrow S_t = 10 cm$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2,5 \times 33,27 \times 1000}{4500 \times 400} 100 = 4,62 mm^2 = 0,062 cm^2$$

**✚ En zone courante**

$$S_t = 15 \times \phi_L^{min} = 15 \times 1,2 = 18 cm \Rightarrow S_t = 15 cm$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2,5 \times 33,27 \times 1000}{3060 \times 400} 150 = 10,20 mm^2 = 0,102 cm^2$$

**b) Vérification de la quantité d'armatures transversales (Art.7.4.2.2)**

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

–Si  $\lambda_g \geq 5$  .....  $A_t^{min} = 0,3\% S_t \times b_1$

–Si  $\lambda_g \leq 3$  .....  $A_t^{min} = 0,8\% S_t \times b_1$

–Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  ..... interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; l_f = 0,707 l_0$$

Avec

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$l_0$  : Hauteur libre du poteau .

✓ **Poteaux (45x40)**

**S-SOL**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,50}{0,45} = 7,07 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 cm^2 < 2,01 cm^2$  ... condition vérifiée

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  **condition non vérifiée**

**RDC, 1<sup>er</sup> Etage**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,45} = 4,8 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0035\%$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,0035 \times 10 \times 45 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,0035 \times 15 \times 45 = 2,36 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  **condition non vérifiée**

**Poteaux (40x35)**

**Etage 2, 3 et 4**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,40} = 5,41 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

✓ **Poteaux (35 x30)**

**Etage 5 et 6**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,35} = 6,18 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  **condition vérifiée**

✓ **La longueur minimale des recouvrements est de**

**Selon le RPA :** la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est:  $L = 40 \times \varphi$

Pour les **4HA 16** :  $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 64 \text{ cm}$ .

Pour les **4 HA 14** :  $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 56 \text{ cm}$ .

Pour les **4 HA 12** :  $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 48 \text{ cm}$ .

✓ **Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1$  : Pour les aciers à haute adhérence.

**our les 4 HA 16** :  $l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \Rightarrow$  soit :  $l_s = 56,44 \text{ cm}$

Pour les 4 HA 14 :  $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour les 4 HA 12 :  $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,33 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 42,33 \text{ cm}$

c) Vérification des contraintes tangentielles (ELU) (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_b = 0,075 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_b = 0,04 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

➤ Poteaux (45×40)

S-SOL/1<sup>er</sup>

▪ Sens y-y

$$\tau_b = \frac{53,67 \times 10^3}{400 \times 420} = 0,319 \text{ MPa}$$

▪ Sens z-z

$$\tau_b = \frac{75,33 \times 10^3}{400 \times 420} = 0,448 \text{ MPa}$$

d'où  $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$  ... .. condition vérifiée.

✓ Poteaux (40 x35)

Etage 2, 3, 4

▪ Sens y-y

$$\tau_b = \frac{49,67 \times 10^3}{350 \times 370} = 0,383 \text{ MPa}$$

▪ Sens z-z

$$\tau_b = \frac{57,22 \times 10^3}{350 \times 370} = 0,441 \text{ MPa}$$

d'où  $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$  ... .. condition vérifiée.

## ✓ Poteaux (35 x30)

## Etage 5, 6

## ▪ Sens y-y

$$\tau_b = \frac{36,94 \times 10^3}{300 \times 320} = \mathbf{0,384 \text{ MPa}}$$

## ▪ Sens z-z

$$\tau_b = \frac{22,81 \times 10^3}{300 \times 320} = \mathbf{0,237 \text{ MPa}}$$

d'où  $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = \mathbf{1,875 \text{ MPa}}$  ... .. **condition vérifiée.**

**VI.5.5. Vérifications à l'ELS**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans les tableaux suivants :

$\sigma_{b1}$  : contrainte du béton à la bande 1

$\sigma_{b2}$  : contrainte du béton à la bande 2

**V.1.6.Vérification des contraintes pour les poteaux dans le sens longitudinale (à l'ELS)**

Niveaux	N <sub>S</sub> (KN)	M <sub>S</sub> (KN)	S (bxh) cm <sup>2</sup>	obs	σ <sub>b1</sub> MPa	σ <sub>b2</sub> MPa	σ <sub>b</sub> MPa	σ <sub>S1</sub> MPa	σ <sub>S2</sub> MPa	σ <sub>S</sub> MPa	Obs.
S-SOL/1 <sup>er</sup>	N <sub>max</sub> =1241.8	M <sub>cor</sub> = 1.152	45 × 40	SEC	6.22	6.32	15	83.4	94.7	348	CV
	N <sub>min</sub> = 182.85	M <sub>cor</sub> = -0.178		SEC	0.91	0.93	15	13.7	14	348	
	N <sub>cor</sub> =386.66	M= 17.932		SEC	3.04	0.87	15	43.4	15.2	348	
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	N <sub>max</sub> = 744.92	M <sub>cor</sub> =3.376	40 × 35	SEC	5.14	4.54	15	76.4	68.8	348	CV
	N <sub>min</sub> = 74.39	M <sub>cor</sub> =-0.098		SEC	0.47	0.49	15	7.14	7.36	348	
	N <sub>cor</sub> = 187.83	M= 21.222		SEC	3.23	0	15	43.7	-10.4	348	
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	N <sub>max</sub> = 303.96	M <sub>cor</sub> = 4.182	35 × 30	SEC	3.13	2.04	15	45.6	32	348	CV
	N <sub>min</sub> = 28.13	M <sub>cor</sub> = 2.867		SEC	0.64	0	15	8.55	-2.09	348	
	N <sub>cor</sub> = 64.75	M= 18.63		SPC	4.05	0	15	47	-85.2	348	

**V.1.7.Vérification des contraintes pour les poteaux dans le sens transversal (à l'ELS)**

Niveaux	N <sub>S</sub> (KN)	M <sub>S</sub> (KN)	Bxh Cm <sup>2</sup>	obs	σ <sub>b1</sub> MPa	σ <sub>b2</sub> MPa	σ <sub>b</sub> MPa	σ <sub>S1</sub> MPa	σ <sub>S2</sub> MPa	σ <sub>S</sub> MPa	Obs
S-SOL/1 <sup>er</sup>	N <sub>max</sub> =1241.87	M <sub>cor</sub> = -0.849	45 *40	SEC	6.22	6.32	15	93.4	94.7	348	CV
	N <sub>min</sub> = 182.85	M <sub>cor</sub> = -6.404		SEC	0.54	1.31	15	8.82	18.9	348	
	N <sub>cor</sub> = 692.78	M= 11.81		SEC	4.21	2.78	15	71.7	43.2	348	
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	N <sub>max</sub> = 744.92	M <sub>cor</sub> = 3.074	40 *35	SEC	5.11	4.57	15	76.1	69.2	348	CV
	N <sub>min</sub> = 74.39	M <sub>cor</sub> = -8.664		SEC	0	1.31	15	-4.79	17.7	348	
	N <sub>cor</sub> =330.83	M= 15.258		SEC	3.5	0.8	15	49.4	15.1	348	
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	N <sub>max</sub> = 303.96	M <sub>cor</sub> = 3.909	35*30	SEC	3.1	2.07	15	45.1	32.4	348	CV
	N <sub>min</sub> = 28.13	M <sub>cor</sub> =-7.88		SEC	0	1.71	15	-35.4	20	348	
	N <sub>cor</sub> = 116.52	M= 15.63		SEC	3.42	0	15	44.1	-26	348	

**Conclusion**

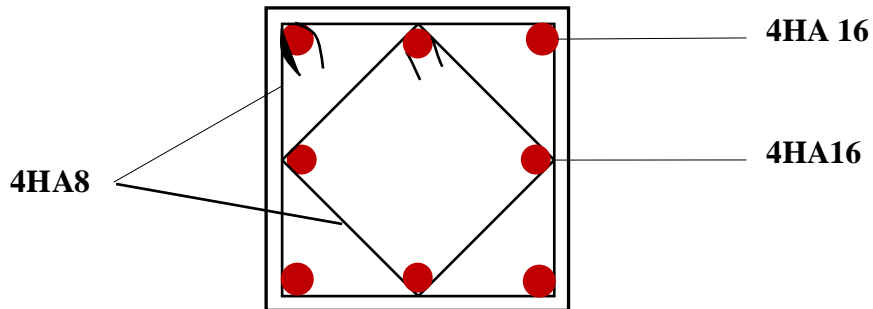
Toutes les contraintes sont **vérifiées**.

V.1.8.schéma de ferrailage des poteaux

➤ Poteaux (45×40)

-Les armatures longitudinales : 8HA16=16.08cm<sup>2</sup>

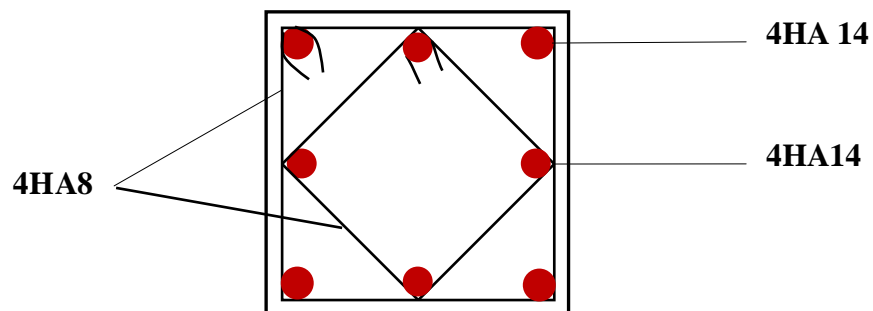
-Les armatures transversales : 4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>



➤ Poteaux (40×35)

-Les armatures longitudinales : 8HA14 =12.31cm<sup>2</sup>

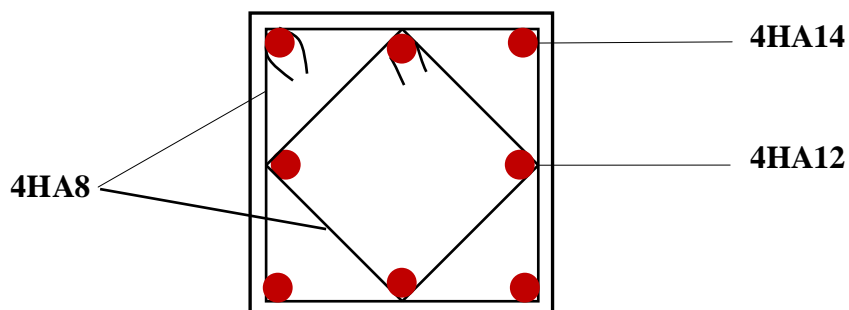
-Les armatures transversales : 4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>

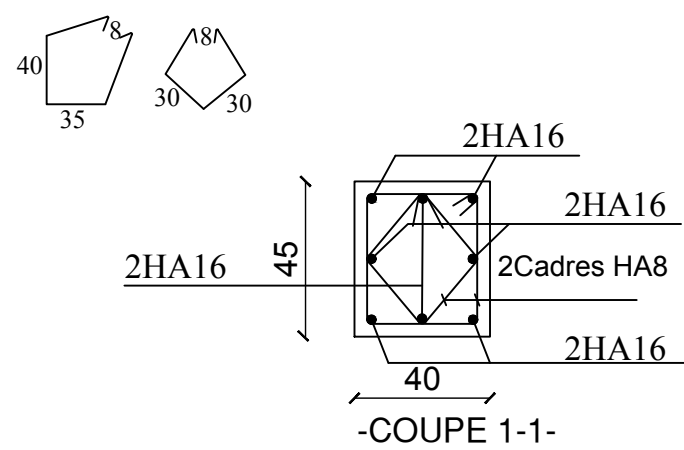
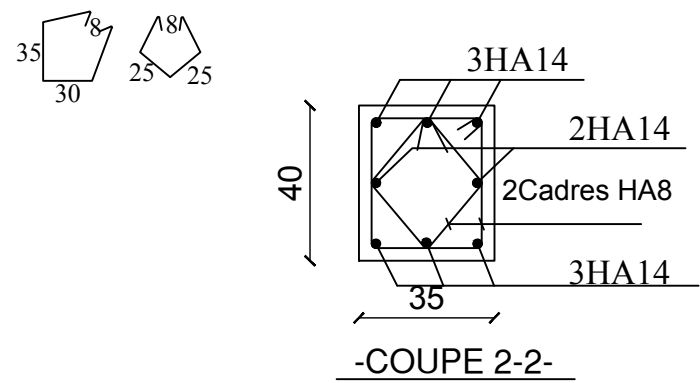
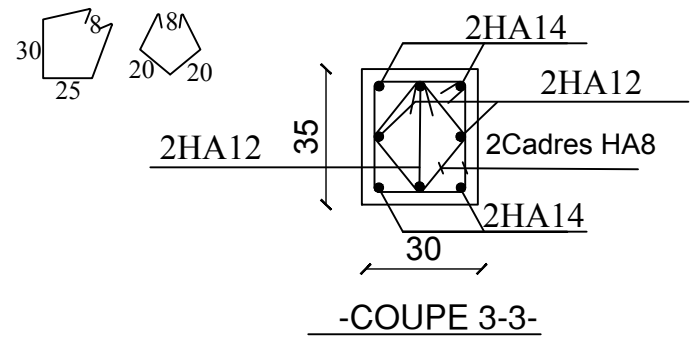
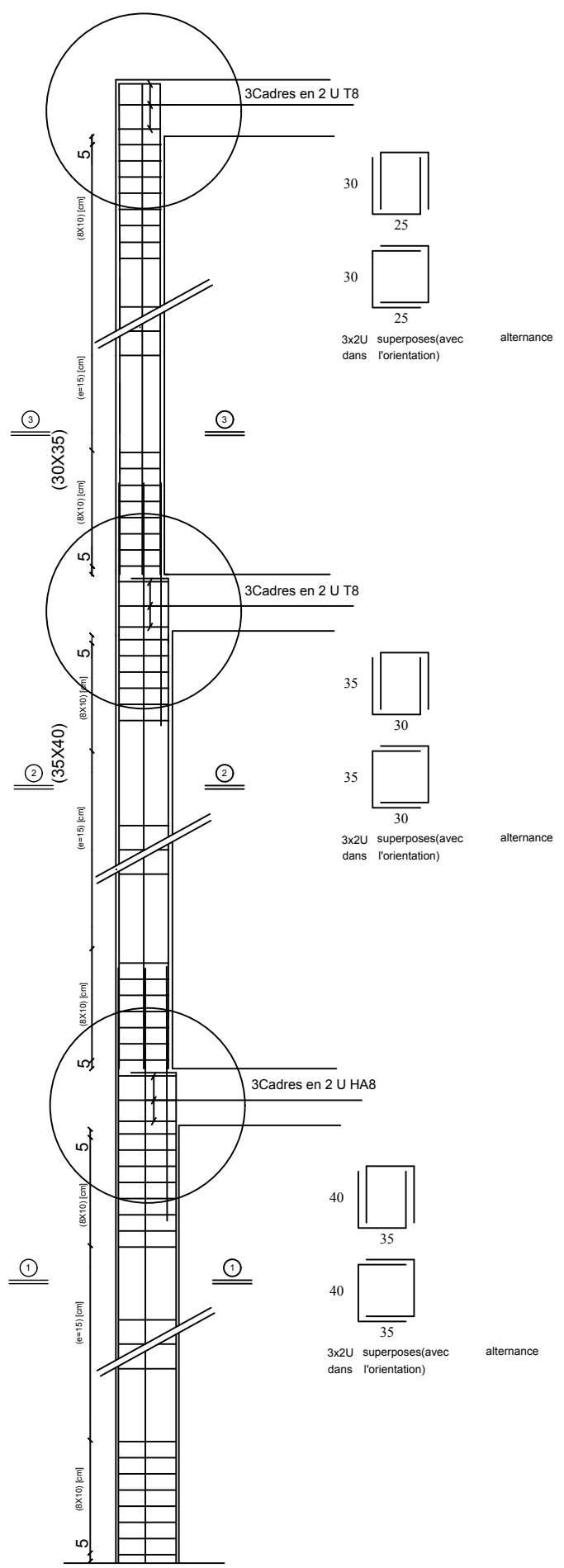


➤ Poteaux (35×30)

-Les armatures longitudinales : 4HA14+4 HA12 =10,68 cm<sup>2</sup>

-Les armatures transversales : 4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: Mr TALHADJIT Mr BENYAKOUB	TITRE FERRAILLAGE DES POTEAUX
DIRIGE PAR: Mr ALICHE Amar	
PROMOTION 2017-2018	ECHELLE :1/50

## VI.2. Ferrailage des poutres

### Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Etant donné que les charges horizontales sont reprises par les voiles et les portiques Les combinaisons de charges à prendre sont celle de BAEL 91, et le RPA 1999 version 2003.

#### ➤ Combinaisons du BAEL 91

ELU :  $1.35 G + 1.5 Q$

ELS :  $G + Q$

#### ➤ Combinaisons du RPA 2003 (Art 5.2)

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations, et des déformations de calcul sont :

$G + Q + E$

$0.8G \pm E$

G: Charges permanentes

Q: Charges d'exploitation non pondérées

E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales

#### Remarque

- L'action due au vent n'est pas prise en compte car elle est négligeable devant celle du séisme.

### V.2.1 Recommandations du RPA99 version 2003

#### ❖ Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0,5% en toute section.

$$\text{Poutres principales : } A_{min} = 0,005 \times 40 \times 30 = \mathbf{6,00 \text{ cm}^2}.$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{min} = 0,005 \times 35 \times 30 = \mathbf{5,25 \text{ cm}^2}.$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

#### En zone courante

$$\text{Poutres principales : } A_{max} = 0,04 \times 40 \times 30 = \mathbf{48 \text{ cm}^2}.$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{max} = 0,04 \times 35 \times 30 = \mathbf{42 \text{ cm}^2}.$$

#### En zone de recouvrement

$$\text{Poutres principales : } A_{max} = 0,06 \times 40 \times 30 = \mathbf{72 \text{ cm}^2}.$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{max} = 0,06 \times 35 \times 30 = \mathbf{63 \text{ cm}^2}.$$

La longueur du recouvrement est de  $40 \varnothing$  (Zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

❖ **Armatures transversales (art 7-5-2-2 de RPA99 version 2003)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :  $S_t = \min (h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale:  $S_t \leq h/2$

La valeur du diamètre  $\Phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V.2.2.Étapes de calcul à L'ELU**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

$A_s$ : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A'_s$  : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion  $M_u$  supporté par la section.

➤ **Calcul du moment réduit «  $\mu$  »**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \text{avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \Rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{Situation durable} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

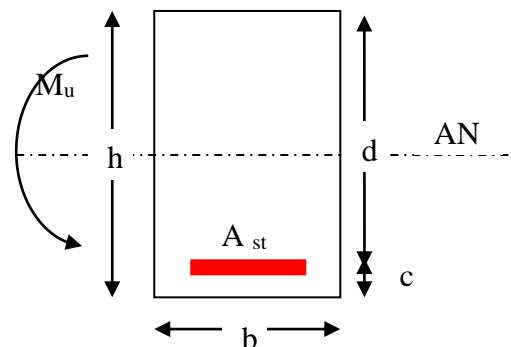
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{Situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

➤ **Calcul du moment réduit limite «  $\mu_l$  »**

Le moment réduit limite  $\mu_l$  est égale à **0,392** pour les armateurs fe400.

Si  $\mu \leq \mu_l$  la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus

alors :  $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$



Si  $\mu \geq \mu_l$  la section est doublement armée c – à – d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcul: 
$$\begin{cases} M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_r \end{cases}$$

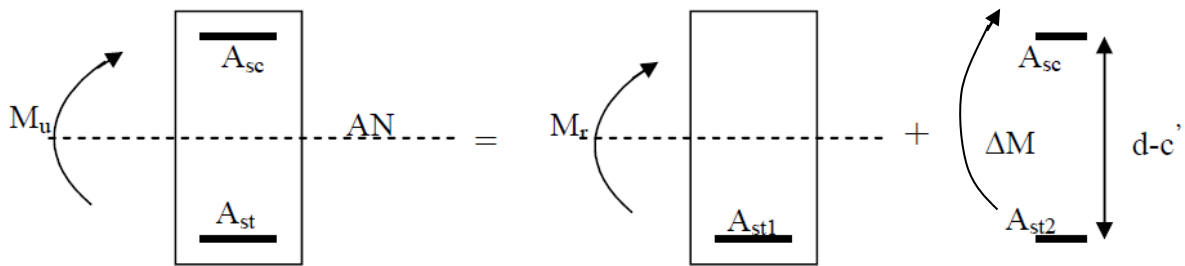
Avec :

$M_r$ : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$ : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues : 
$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Armatures comprimées : 
$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



**Remarque**

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d.  $\Delta M < 0,4M_u$  (Art BAEL B66).

**V.2.3.Ferrailage des poutres**

L calcul des sections et le choix des armatures pour les poutres principales et les poutres secondaires sont résumés dans les tableaux suivants :

**a) Poutres principales**

**Tableau V.1 : Ferrailage en travée**

Armatures en travées							
Niveau	Mt(max) (KN.m)	$\mu$	obs.	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	choix
Terrasse	69.46	0,159	SSA	0,913	6,83	9,23	6HA14
5	90.775	0,208	SSA	0,882	9,23	9,23	6HA14
4	102.907	0,151	SSA	0,917	8,71	11,12	4HA16+2HA14
3	115.331	0,170	SSA	0,906	9,89	11,12	4HA16+2HA14
2	124.688	0,183	SSA	0,899	10,77	11,12	4HA16+2HA14
1	127.712	0,190	SSA	0,894	11,09	12,06	6HA16
RDC	123.238	0,120	SSA	0,936	9,00	12,06	6HA16
S-SOL	95.365	0,095	SSA	0,950	6,86	12,06	6HA16

Tableau V.2 : Ferrailage aux appuis

Armatures aux appuis							
Niveau	Ma(max) (KN.m)	$\mu$	obs.	$\beta$	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix
Terrasse	-91.306	0,209	SSA	0,882	9,3	11,12	4HA16+2HA14
5	-99.52	0,228	SSA	0,869	10,28	11,12	4HA16+2HA14
4	-106.05	0,156	SSA	0,915	9,00	12,06	6HA16
3	-118.564	0,174	SSA	0,904	10,19	12,06	6HA16
2	-128.004	0,188	SSA	0,895	11,11	12,06	6HA16
1	-130.577	0,192	SSA	0,892	11,36	12,06	6HA16
RDC	-125.476	0,125	SSA	0,933	9,20	12,06	6HA16
S-SOL	-97.41	0,097	SSA	0,949	7,02	12,06	6HA16

## b) Poutres secondaires

Tableau V.3 : Ferrailage en travée

Armatures en travées							
Niveau	Mt(max) (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix
Terrasse	43.769	0,100	SSA	0,947	4,15	6,78	6HA12
5	50.277	0,115	SSA	0,938	4,81	6,78	6HA12
4	63.75	0,094	SSA	0,951	5,20	6,78	4HA14
3	74.382	0,109	SSA	0,942	6,13	6,78	4HA14
2	81.384	0,12	SSA	0,936	6,75	6,78	4HA14
1	87.028	0,087	SSA	0,954	7,08	8,41	4HA14+2HA12
RDC	82.012	0,082	SSA	0,957	5,86	8,41	4HA14+2HA12
S-SOL	58.21	0,058	SSA	0,970	4,10	8,41	4HA14+2HA12

Tableau V.4 : Ferrailage aux appuis

Armatures aux appuis							
Niveau	Ma(max) (KN.m)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	choix
Terrasse	-90.009	0,206	SSA	0,883	9,15	12,06	6HA16
5	-108.229	0,248	SSA	0,855	11,37	12,06	6HA16
4	-117.673	0,173	SSA	0,903	10,12	11,12	4HA16 + 2HA14
3	-126.274	0,186	SSA	0,996	9,84	11,12	4HA16 + 2HA14
2	-125.789	0,184	SSA	0,898	9,77	11,12	4HA16 + 2HA14
1	-123.686	0,181	SSA	0,899	10,68	11,12	4HA16 + 2HA14
RDC	-113.261	0,113	SSA	0,939	8,25	11,12	4HA16 + 2HA14
S-SOL	-76.99	0,077	SSA	0,959	5,49	11,12	4HA16 + 2HA14

Avec : Amin RPA doit être supérieure à  $A_{sup} + A_{inf}$

**RPA99 version 2003(7.5.2)**

❖ **Poutre principale**

Les poutres principales seront ferrillées comme suit :

✓ De Sous-sol au 6<sup>ième</sup> étage

➤ **AU TRAVEE**

Zone 1 :5eme niveau+ terrasse

Zone2 :2eme/4eme étage

Zone3 :sous sol/1<sup>er</sup> étage

SECTION ZONE	$A_{adopt}$ Cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ Cm <sup>2</sup>	obs
1	6,78	6	CV
2	6,78	6	CV
3	8,41	6	CV

➤ **EN APPUIS**

SECTION ZONE	$A_{adopt}$ Cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ Cm <sup>2</sup>	obs
1	12,06	6	CV
2	12,06	6	CV
3	11,12	6	CV

- ❖ Poutre secondaire
- ✓ De Sous-SOL à 6<sup>ième</sup> étage

➤ EN TRAVÉE

SECTION ZONE	A <sub>adopt</sub> Cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> Cm <sup>2</sup>	obs
1	9,23	5,25	CV
2	11,12	5,25	CV
3	12,06	5,25	CV

➤ AU APPUIS

SECTION ZONE	A <sub>adopt</sub> Cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> Cm <sup>2</sup>	obs
1	11,12	5,25	CV
2	12,06	5,25	CV
3	12,06	5,25	CV

V.2.4. Vérifications à l'ELU

1) Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2, 1 /BAEL 91 modifié 99) :

$$A_{s\text{adopte}} \geq A_{\text{min}}$$

A. Poutres principales

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 [\text{cm}^2]$$

D'où :

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,34 \text{ cm}^2 \text{ (en travée)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s = 11,12 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,34 \text{ cm}^2 \text{ (aux appuis)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

B. Poutres secondaires

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 [\text{cm}^2]$$

D'où :

$$A_s = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,15 \text{ cm}^2 \text{ (en travée)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s = 11,12 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,15 \text{ cm}^2 \text{ (aux appuis)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art A.6.1, 3 /BAEL 91 modifié 99)

Pour qu'il n'y ait pas de risque d'entraînement des barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\text{max}}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$V_u^{max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

- **Sens principal**  
(6HA12)

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3,14 \times 6 \times 1,2 = \mathbf{22,60 [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{160,93 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,37 \times 0,226} = \mathbf{2,14 [MPa]}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 [MPa]} > \mathbf{2,14 [MPa]} \Rightarrow$  Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

- **Sens secondaire**

(6HA14)

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3,14 \times 6 \times 1,4 = \mathbf{26,376 [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{120,09 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,32 \times 0,263} = \mathbf{1,58 [MPa]}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 [MPa]} > \mathbf{1,58 [MPa]} \Rightarrow$  Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

### 3) Vérification de la contrainte tangentielle :(Art A.5.1./BAEL 91 modifié 91)

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

tel que  $\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = \mathbf{3,33 [MPa]}$  La fissuration est peu nuisible.

- **Sens principal**

$$V_u^{max} = \mathbf{160,93KN.}$$

D'où :  $\tau_u = \frac{160,93 \times 10^3}{300 \times 370} = \mathbf{1,45} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3,33 [MPa]}$  ... .. condition vérifiée.

- **Sens secondaire**

$$V_u^{max} = \mathbf{120,09KN.}$$

D'où :  $\tau_u = \frac{120,09 \times 10^3}{300 \times 320} = \mathbf{1,25} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3,33 [MPa]}$  ... .. condition vérifiée.

### 4) Influence de l'effort tranchant aux appuis

- **Influence sur le béton (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)**

Il faut vérifier que:  $V_u \leq \bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times d \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ .

➤ Sens principal

$$\bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times 0,37 \times 0,3 \times 16,67 \times 10^3 = 666,133 \text{ [KN]}$$

$$V_u = 160,93 < \bar{V}_u = 666,133 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sens secondaire

$$\bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times 0,32 \times 0,3 \times 16,67 \times 10^3 = 576,115 \text{ [KN].}$$

$$V_u = 120,09 < \bar{V}_u = 576,115 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✚ Influence sur les armatures (Art A.5.1,312/BEAL 91modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui :  $V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$ ; on doit prolonger au – delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour l'équilibrer:

$$D'où: A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right).$$

Avec :  $M_u$  est pris avec son signe.

$$Si : \left( V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) < 0 \Rightarrow \text{Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.}$$

➤ Sens principal

$$\left( 160,93 - \frac{130,577}{0,9 \times 0,37} \right) = -231,19 < 0$$

✚ Sens secondaire

$$\left( 120,09 - \frac{126,274}{0,9 \times 0,32} \right) = -318,36 < 0$$

**Conclusion :** il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures.

5) Calcul de la longueur de scellement droit des barres

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec: } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ [MPa]}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,6 = 56,432 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } L_s = 60 \text{ [cm]}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0,4l<sub>s</sub> » pour les barres à haute adhérence selon le (BAEL91modifiée 99 Art A.6.1 ,21).

$$\text{Pour } \phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 60 = 24 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 25 \text{ [cm]}$$

6) Calcul des armatures transversales

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

A. Poutres principales

$$\text{Zone nodale : } S_{t1} \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \text{ cm} \right) = \min \left( \frac{40}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ [cm]}$$

$$\text{On prend : } S_{t1} = 10 \text{ cm}$$

**Zone courante** :  $S_{t2} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$

On prend :  $S_{t2} = 15 \text{ cm}$ .

Donc

La quantité d'armatures minimales est :  $A_t^{min} = 0,003 \times S_{tmax} \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ [cm}^2\text{]}$

On opte pour un cadre et un étrier donc 4HA8=2,01[cm<sup>2</sup>]

**B. Poutres secondaires**

**Zone nodale** :  $S_{t1} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm}\right) = 8,75 \text{ [cm]}$

On prend :  $S_{t1} = 8 \text{ cm}$

**Zone courante** :  $S_{t2} \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$

On prend :  $S_{t2} = 15 \text{ cm}$

$A_t^{min} = 0,003 \times S_{tmax} \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ [cm}^2\text{]}$

On opte pour un cadre et un étrier donc 4HA8=2,01[cm<sup>2</sup>]

**7) Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) \text{ en cm.}$$

$\phi_l$ : le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

✚ **Poutres principales**

$$\phi_t \leq \min(1,14; 1,2; 3)$$

✚ **Poutres secondaire**

$$\phi_t \leq \min(1; 1,4; 3)$$

On a choisi : HA8

$\phi_t = 0,8 \text{ cm} \leq (1,14; 1)$  **Donc la condition est vérifiée**

**Remarque**

✚ On prend pour les deux cas un diamètre de 8mm

✚ Soit un cadre et un étrier en HA8.

✚ On adopte une section d'armatures transversales  $A_t=0,003 \times S_t \times b=2,01 \text{ [cm}^2\text{]}$

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

**8) Armatures transversales minimales**

La quantité d'armatures minimales est :  $A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = (1,35; 1,57) \text{ [cm}^2\text{]}$

$A_t^{adopté} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = (1,35; 1,57) \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

**9) Délimitation de la zone nodale (RPA 99 version 2003)**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutres principales :  $L = 2 \times 40 = 80$  cm.
- Poutres secondaires :  $L = 2 \times 35 = 70$  cm.

**V.2.5.Vérification à l'ELS**

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissurations.
- ✓ Etat limite de résistance du béton en compression.
- ✓ Etat limites de déformation.

**1) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99)**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

**2) Etat limite de résistance du béton en compression**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- *contrainte admissible de l'acier* :  $\sigma_s = 384$  [MPa]
- *contrainte admissible de béton* :  $\sigma_{bc} = 15$  [MPa]

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 [MPa]$$

**Remarque**

Les résultats des contraintes sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

– On détermine :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

– On déduit les valeurs de  $\beta_1$  et  $K_1$ .

– les contraintes sont déterminées par les formules suivantes:  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$  et  $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$

Avec :

$\sigma_s$ : Contrainte de traction des aciers.

$A_s$ : Armatures adoptées à l'ELU.

$K_1$  et  $\beta_1$  : sont tirés des tableaux en fonction de  $\rho_1$ .

**Tableau V.5: Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales :**

	M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	b	D	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ̄ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	OBS
Aux appuis	65,102	11,12	30	37	0,506	0,893	31,73	187,82	348	5,92	15	Vérifiée
en travées	41,106	6,78	30	37	0,307	0,913	42,47	179,47	384	4,22	15	Vérifiée

**Tableau V.6: Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires**

	M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	b	D	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ̄ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	OBS
Aux appuis	59,993	11,12	30	32	0,333	0,883	27,73	190,93	348	6,88	15	Vérifiée
en travées	31,878	9,23	30	32	0,706	0,910	40,56	118,60	384	2,92	15	Vérifiée

**3) Vérification de la flèche (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99)**

Grace au logiciel **ETABS**, nous avons pu obtenir les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées.

- ✓ **Poutres principales** :La plus grande valeur de la flèche est dans la travée L = 4,55  
m.  $f_{max} = 0,067\text{cm}$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{455}{500} = 0,91\text{ cm.}$$

**Avec**

*l* : la portée mesurée entre nus d'appuis.

$\bar{f}$  : la valeur limite de la flèche.

D'où :  $f_{max} = 0,067\text{ cm} < \bar{f} = 0,91\text{cm} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

- ✓ **Poutre secondaire** :La plus grande valeur de la flèche est de longueur L =3, 50 m

$$f_{max} = 0,016\text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,8\text{ cm}$$

D'où :  $f_{max} = 0,016\text{cm} < \bar{f} = 0,8\text{ cm} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

**Conclusion**

La condition de flèche est **vérifiée**.

**V.2.6.Ferraillage des poutres**

➤ **Poutres principales**

- ✓ **En travée**

- Armatures longitudinales inferieure:6HA14
- Armatures longitudinales supérieure:6HA 14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

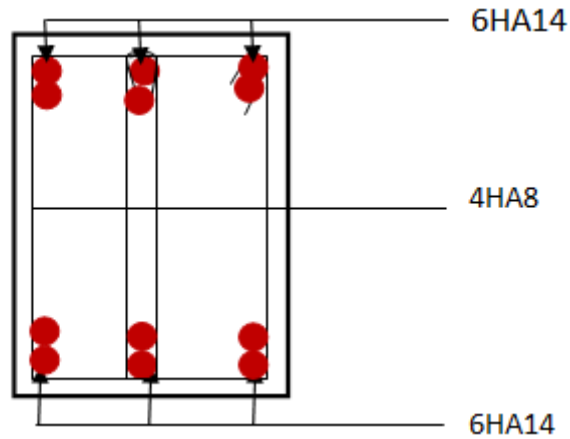


Figure V.2.1. Ferrailage en travée d'une poutre principale.

✓ **Sur appuis**

- Armatures longitudinales (fibre supérieure) : 4HA16+2HA14
- Armatures longitudinales (fibre inférieure) : 4HA16+2HA 14

Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

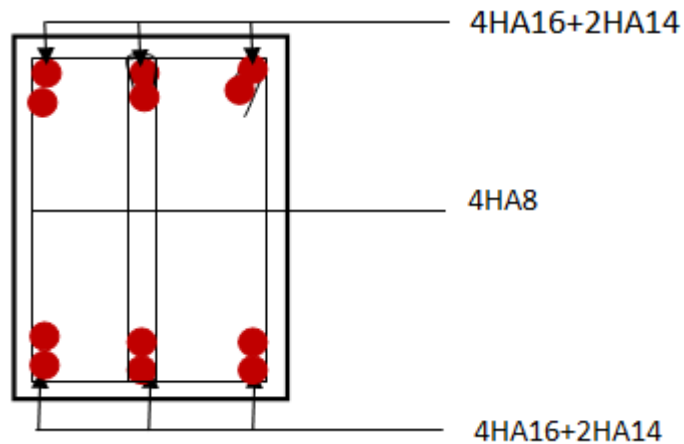


Figure V.2.2 Ferrailage aux appuis d'une poutre principale.

➤ **Poutres secondaires**

✓ **En travée**

- Armatures longitudinales (fibre inférieure) : 6HA12
- Armatures longitudinales (fibre supérieure) : 6HA 12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

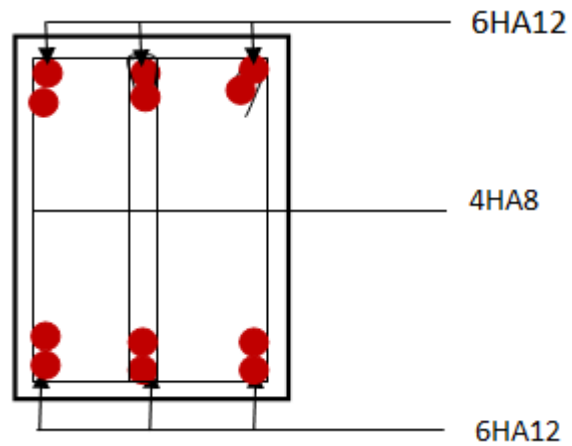


Figure V.2.3. Ferrailage en travée d'une poutre secondaire

✓ Sur appuis:

- Armatures longitudinales (fibre supérieure) : 6HA16
- Armatures longitudinales (fibre inférieure) : 6HA16
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

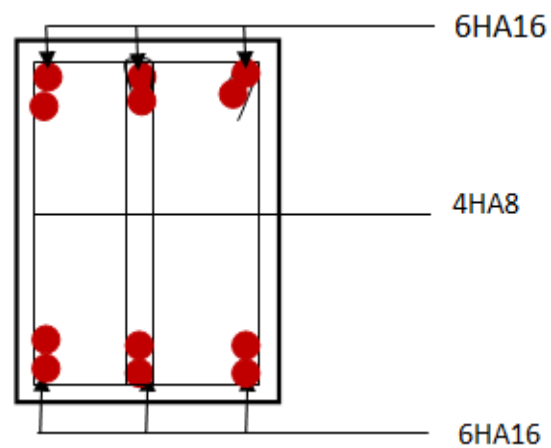
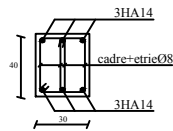
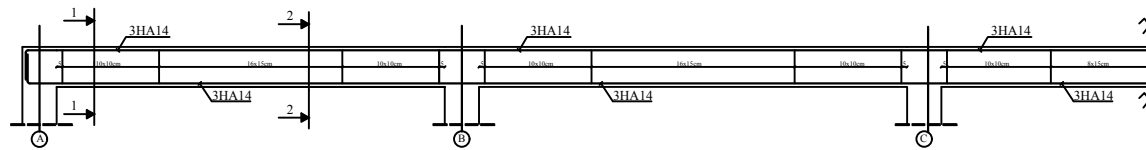
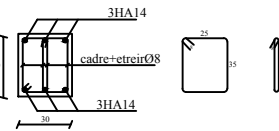


Figure V.2.4. Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire

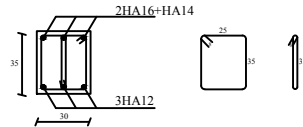
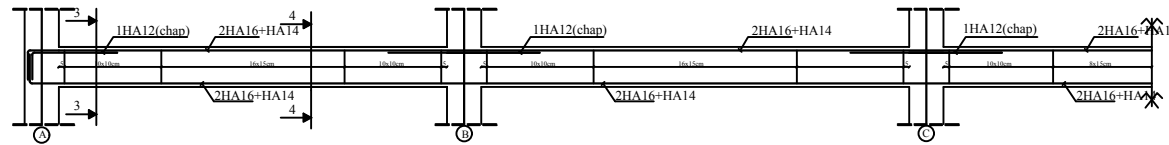


Coupe 1-1

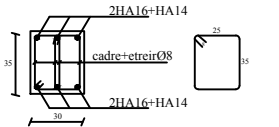


Coupe 2-2

### Ferraillage des P.P zone III

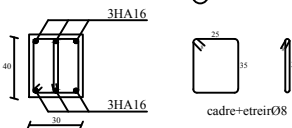
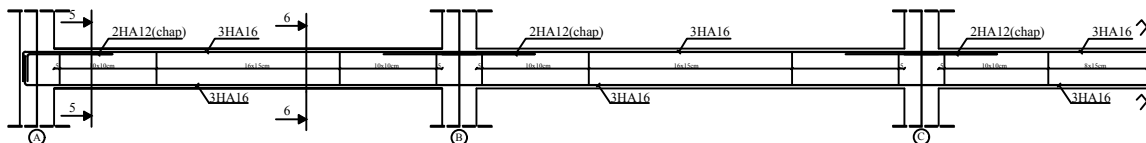


Coupe 3-3

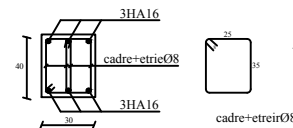


Coupe 4-4

### Ferraillage des P.P zone II



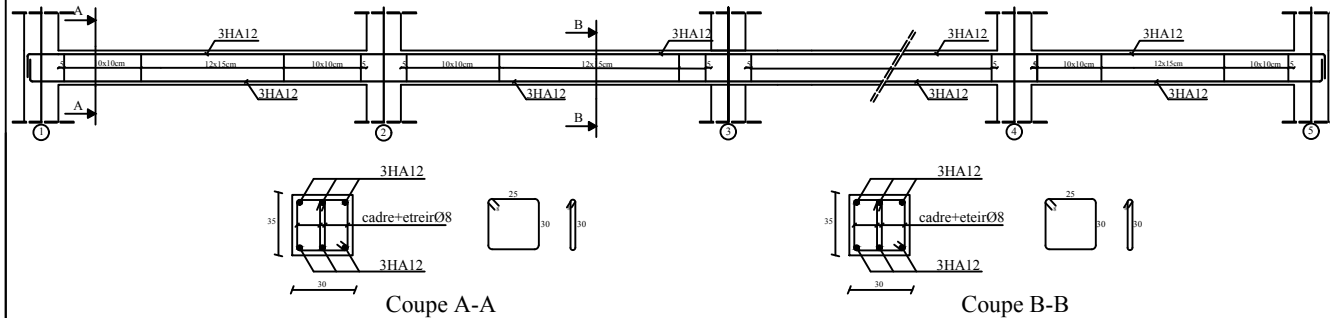
Coupe 5-5



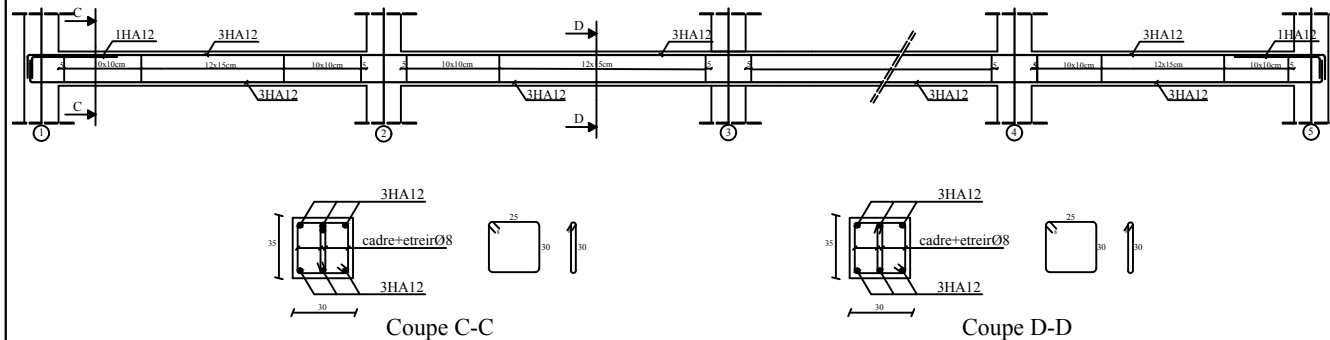
Coupe 6-6

### Ferraillage des P.P zone I

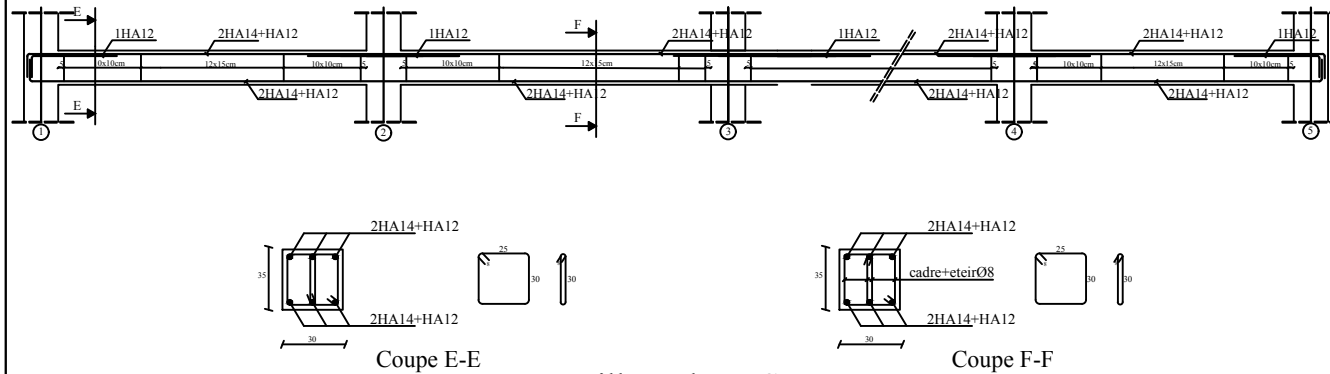
Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		PLANCH N°
ETUDE PAR: TALHADJT BENYAKOUB	Ferraillage des poutres principaux  DERIGE PAR : MR ALICHE	Ech: 1/50



Ferrailage des P.S zone III



Ferrailage des P.S zone II



Ferrailage des P.S zone I

Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		PLANCH N°
ETUDE PAR: TALHADJT BENYAKOUB	Ferrailage des poutres secondaires	Ech: 1/50
DERIGE PAR : MR ALICHE		

### V.3. Ferrailage des voiles

#### Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanentes G et charges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones

- Zone 1 : sous-sol
- Zone 2 : RDC, 1<sup>er</sup> niveau
- Zone 3 : 2<sup>ième</sup>, 3<sup>ième</sup> et 4<sup>ième</sup> niveau
- Zone 4 : 5<sup>ième</sup> et 6<sup>ième</sup> niveau

#### V.3.1. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,35G + 1,5Q & ELU \\ G + Q & ELS \\ G + Q \pm E & RPA 99 \text{ version } 2003 \\ 0,8G \pm E & RPA 99 \text{ version } 2003 \end{array} \right.$$

#### V.3.2. Ferrailage des voiles

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

##### ➤ Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} ; \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

*B* : section du béton

*I* : moment d'inertie du trumeau

*V* et *V'* : bras de levier

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat. On découpe le diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre noeuds de planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

$L_t$  : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

**Remarque**

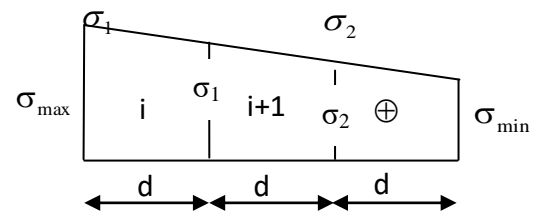
Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

**a) Section entièrement comprimée (SEC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :

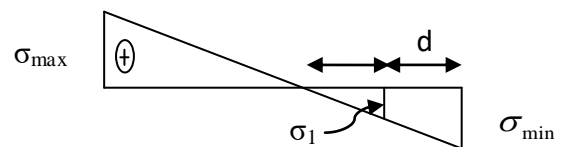


$e$  : épaisseur du voile

**b) Section partiellement comprimée (SPC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



**c) Section entièrement tendue (SET)**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

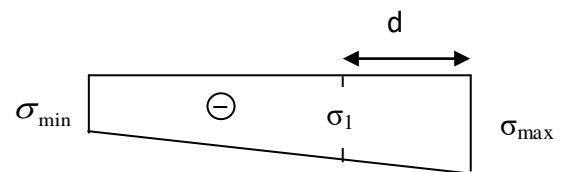


Figure V.3.1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

➤ Détermination des armatures

**a) SEC**

- Armatures verticales

$$A_{Vi} = \frac{N_i - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\begin{cases} B = d \times e \\ f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Armatures minimales (BAEL 91)**

$$\begin{cases} A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ 2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5\% \end{cases}$$

b) **SET**

- **Armatures verticales**

$$\text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales (BAEL 91)**

$$A_{min} \geq \max \left( \frac{0,23 \times B \times f_{t28}}{f_e}; 0,005 \times B \right)$$

c) **SPC**

- **Armatures verticales**

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

- **Armatures minimales**

$$A_{min} \geq \max \left( \frac{0,23 \times B \times f_{t28}}{f_e}; 0,005 \times B \right)$$

### V.3.3.Exigences du RPA99 (version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- ✓ En zones courantes 0,10 %.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales de zone tendue est de 20 %.
- ✓ Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ.

$$\text{D'après leBAEL 91} \quad A_H = \frac{A_V}{4}$$

$$\text{D'après leRPA99 (version 2003) : } A_H \geq 0,15\% \times B$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0,1 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 (RPA 2003 Art .7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est inférieure 4HA10.

**Disposition constructive**

- **Espacement**

D'après le R.P.A.99 version 2003(Art 7.7.4.3), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \text{ Avec : } e : \text{ épaisseur du voile}$$

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 égal à 15 cm.

- **Longueurs de recouvrement**

Elles doivent être égales à :

✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0, 10 de l'épaisseur du voile.

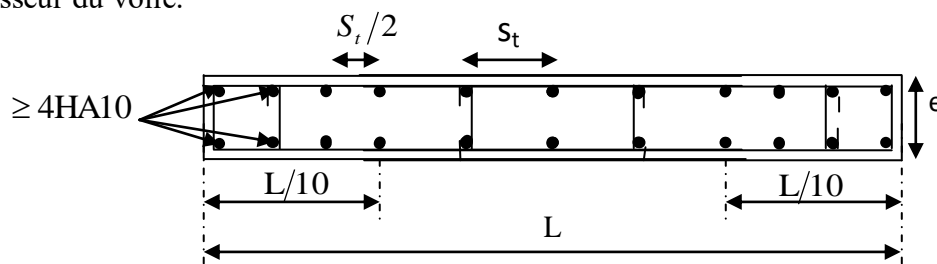


Figure V.3.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles

**V.3.4.Les vérifications**

➤ **Vérification à L'ELS**

Pour ce cas, on vérifie que :  $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \text{ et } N_s = G + Q$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s$ : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée

a) **Vérification de la contrainte de cisaillement**

✓ D'après le RPA99 (version 2003)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \text{ et } V = 1,4 \times V_{\text{calculée}}$$

Avec :

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

✓ D'après le BAEL 91

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}; \tau_u: \text{Contrainte de cisaillement}$$

Pour la fissuration préjudiciable.

b) **Exemple de calcul**

**1. Zones I**

• **Caractéristiques géométriques**

$$L = 2,50 [m] ; e = 0,20 [m].$$

$$I = 0,26 [m^4] ; B = L \times e = 0,5 [m^2]$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 1,25m$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 5571,17 [KN] \\ \sigma_{\min} = -8882,53 [KN] \end{cases}$$

Alors la section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L = \frac{5571,17}{8882,53 + 5571,17} \times 2,50 = 0,96 [m]$$

$$L_t = L - L_c = 2,50 - 0,96 = 1,54 [m]$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2 \times L_c}{3} \right) = 0,64 [m]$$

$$\text{Soit un tronçon : } d_1 = 0,60 [m].$$

❖ **1<sup>er</sup> tronçon**

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_1}{L_t} \times \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables .}$$

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_1}{L_t} \times \sigma_{\min} = \frac{1,54 - 0,60}{1,54} \times (-8882,53) = -5421,80 [KN/m^2]$$

$$N_1 = \left| \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right| \times d_1 \times e = \left| \frac{(-8882,53) + (-5421,80)}{2} \right| \times 0,60 \times 0,2 = 858,80 [KN].$$



- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 /m<sup>2</sup>).

- **Vérification des contraintes**

$$BAEL\ 91 : \tau_u = \frac{V_u}{e \times d} = \frac{526,18 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2,5} = 1,16 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = 1,16 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ [MPa]}$$

$$RPA\ 2003 : \tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{736,65 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2,5} = 1,63 \text{ [MPa]} .$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ [MPa]}$$

- **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15 \times A_v} = \frac{2602,75 \times 10^3}{(0,9 \times 2500 \times 200) + (15 \times 48,24 \times 100)} = 4,54 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_b = 2,691 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ [MPa]}$$

### Remarque

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

➤ **Les voiles longitudinaux**

(VL1) L=1,20m

(VL2) L=1,75m (voile de l'ascenseur)

➤ **Les voiles transversaux**

(VT1) L=2,50m

(VT2) L=1,75m (voile de l'ascenseur)

➤ VL1 L=1,20m

	Zones	Zone I	Zone II	zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométrique	L (m)	1,20	1,20	1,20	1,20	
	he (m)	4,50	3,06	3,06	3,06	
	$\sigma_s$ (MPa)	348	348	348	348	
	I	0,029	0,029	0,029	0,029	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,24	0,24	0,24	0,24	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2954,67	8511,28	6520,11	5201,13	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6861,52	-12689,05	-10038,2	-6790,73	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	591,42	587,35	559,08	302,08	
	T (kN)	827,988	822,29	782,712	422,912	
	L <sub>t</sub> (m)	0,84	0,72	0,73	0,68	
	L <sub>c</sub> (m)	0,36	0,48	0,47	0,52	
	d(m)	0,24	0,32	0,31	0,34	
	d 1 (m)	0,20	0,30	0,30	0,30	
	d2 (m)	0,20	0,30	0,30	0,30	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4901,08	-7401,94	-5912,91	-3794,82	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	235,252	602,73	478,53	317,56
		N <sub>2</sub>	98,02	222,05	177,38	113,84
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	11,90	19,33	16,28	12,94
		A <sub>vj</sub>	22,77	22,61	21,52	11,63
		A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	15,17	11,83	11,92	13,90
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande2	2,24	3,24	3,24	3,24	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande1	2,24	3,24	3,24	3,24	
	Ferrailage de voile	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	bande1	24,12	17,46	13,56
bande2			24,12	17,46	13,56	13,56
Choix des barres/nappe		bande1	2'6HA16	2'6HA14	2'6HA12	2'6HA12
		bande2	2'6HA16	2'6HA14	2'6HA12	2'6HA12
Espacements		ST(cm) bande 1	8	8	8	8
		ST (cm) bande 2	19	19	19	19
A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,06	8,73	6,78	6,78	
AH adopter (cm <sup>2</sup> )		15,70	15,70	9,42	9,42	
choix des barres		2'10HA10	2'10HA10	2'6HA10	2'6HA10	
ST (cm)		25	25	25	25	
Armature transversal		4 Epingles HA8/m2				
Vérifications des contraintes		Contrainte	t <sub>u</sub> (MPa)	1,90	1,88	1,75
	t <sub>b</sub> (MPa)		2,66	1,63	2,45	1,36
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	3836,09	3422,76	2611,06	1234
		$\sigma_b$ (MPa)	8,33	7,92	6,23	2,85

➤ VL2 L=1,75m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,75	1,75	1,75	1,75	
	he (m)	4,50	3,06	3,06	3,06	
	$\sigma_s$ (MPa)	348	348	348	348	
	I	0,089	0,089	0,089	0,089	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m2)	0,35	0,35	0,35	0,35	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4179,89	10680,95	12997,61	12955,49	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8084,5	-8543,95	-11053,42	-10886,4	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Vu (kN)	488,51	306,78	194,94	144,74	
	T (kN)	683,91	429,49	272,91	202,63	
	Lt(m)	1,16	1,08	0,81	0,80	
	Lc(m)	0,59	0,67	0,94	0,95	
	d(m)	0,39	0,44	0,62	0,63	
	d 1 (m)	0,35	0,40	0,60	0,60	
	d2 (m)	0,35	0,40	0,60	0,60	
	$\sigma_l$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5645,21	-5379,52	-2865,70	-2721,6	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	480,54	556,94	835,15	816,48
		N <sub>2</sub>	197,58	215,18	171,94	163,29
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	17,16	18,11	25,87	24,85
		A <sub>vj</sub>	13,43	8,43	7,50	5,57
		A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	9,04	8,29	6,82	6,08
	A <sub>min</sub> (cm2)/bande2		3,72	4,24	6,24	6,24
	A <sub>min</sub> (cm2)/bande1		3,72	4,24	6,24	6,24
Ferrailage de voile	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	bande1	24,12	17,46	13,56	13,56
		bande2	24,12	17,46	13,56	13,56
	Choix des barres/nappe	bande1	2'6HA16	2'6HA14	2'6HA12	2'6HA12
		bande2	2'6HA16	2'6HA14	2'6HA12	2'6HA12
	Espacements	ST(cm) bande 1	7	7	7	7
		ST (cm) bande 2	11	11	11	11
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,06	8,73	6,78	6,78
	AH adopter (cm <sup>2</sup> )		15,70	15,70	9,42	9,42
	choix des barres		2'10HA10	2'10HA10	2'6HA10	2'6HA10
	ST (cm)		25	25	25	25
Armature transversal		4 Epingles HA8/m2				
Vérifications des contraintes	contrainte	t <sub>u</sub> (MPa)	1,55	0,97	0,62	0,46
		t <sub>b</sub> (MPa)	2,17	1,36	0,86	0,64
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1499,28	1327,26	1030,61	524,38
		$\sigma_b$ (MPa)	3,55	3,29	2,63	1,30

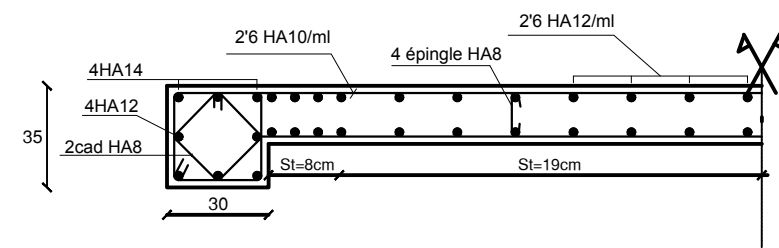
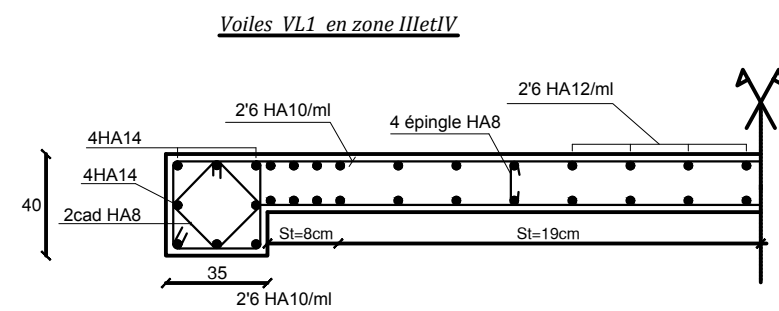
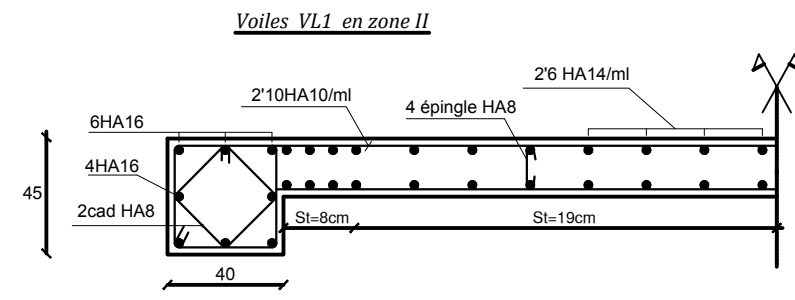
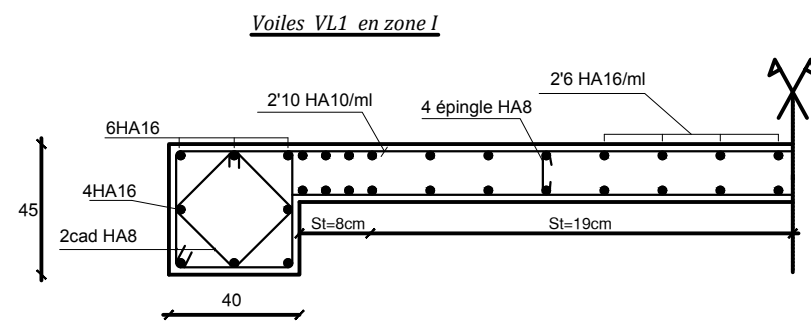
➤ VT1 L=2,50m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,50	2,50	2,50	2,50	
	he (m)	4,50	3,06	3,06	3,06	
	$\sigma_s$ (MPa)	348	348	348	348	
	I	0,26	0,26	0,26	0,26	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,5	0,5	0,5	0,5	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5571,17	5863,4	4399,31	3110,33	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8882,53	-8378,63	-5723,74	-3776,03	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	953,86	755,26	626,98	317,19	
	T (kN)	1335,404	1057,364	877,772	444,066	
	L <sub>t</sub> (m)	1,54	1,47	1,42	1,37	
	L <sub>c</sub> (m)	0,96	1,03	1,08	1,13	
	d(m)	0,64	0,69	0,72	0,75	
	d 1 (m)	0,60	0,65	0,70	0,70	
	d2 (m)	0,60	0,65	0,70	0,70	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5421,80	-4673,79	-2902,18	-1846,67	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	858,26	848,4	603,81	393,589
		N <sub>2</sub>	325,31	303,80	203,15	129,26
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	28,28	27,45	19,99	12,74
		A <sub>vj</sub>	14,47	12,28	10,56	5,71
		A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	12,96	11,8	8,47	5,14
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande2		6,24	6,72	7,24	7,72
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande1		6,24	6,72	7,24	7,72	
Ferraillage de voile	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	bande1	24,12	17,46	13,56	13,56
		bande2	24,12	17,46	13,56	13,56
	Choix des barres/nappe	bande1	2'6HA16	2'6HA14	2'6HA12	2'6HA12
		bande2	2'6HA16	2'6HA14	2'6HA12	2'6HA12
	Espacements	ST(cm) bande 1	6	6	6	6
		ST (cm) bande 2	12	12	12	12
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,06	8,73	6,78	6,78
	AH adopter (cm <sup>2</sup> )		15,70	15,70	9,42	9,42
	choix des barres		2'10HA10	2'10HA10	2'6HA10	2'6HA10
	ST (cm)		25	25	25	25
Armature transversal		4 Epingles HA8/m2				
Vérifications des contraintes	Contrainte	t <sub>u</sub> (MPa)	1,16	0,99	0,85	0,46
		t <sub>b</sub> (MPa)	1,63	1,39	1,20	0,64
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	3753,39	3244,55	2469,06	1068,47
		$\sigma_b$ (MPa)	4,54	4,19	3,36	1,54

➤ VT2 L=1,75

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zoneIV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,75	1,75	1,75	1,75	
	he (m)	4,50	3,06	3,06	3,06	
	$\sigma_s$ (MPa)	348	348	348	348	
	I	0,089	0,089	0,089	0,089	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,35	0,35	0,35	0,35	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3600,05	9548,57	5883,79	5612,43	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7062,94	-10887,45	-5955,4	-3998,55	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	210,59	196,52	146,8	71,8	
	T (kN)	294,82	275,13	205,52	100,52	
	L <sub>t</sub> (m)	1,16	0,93	0,88	0,73	
	L <sub>c</sub> (m)	0,59	0,81	0,87	1,02	
	d(m)	0,39	0,54	0,58	0,68	
	d 1 (m)	0,35	0,50	0,55	0,65	
	d2 (m)	0,35	0,50	0,55	0,65	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4931,9	-5033,98	-2233,28	-438,2	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	419,82	796,07	450,38	288,39
		N <sub>2</sub>	172,62	251,70	112,83	28,48
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	14,08	24,76	14,35	8,97
		A <sub>vj</sub>	8,10	7,56	5,65	2,76
		A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	6,98	9,21	4,65	1,5
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande2		3,72	5,24	5,72	6,72	
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande1		3,72	5,24	5,72	6,74	
Ferraillage de voile	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	bande1	24,12	17,46	13,56	13,56
		bande2	24,12	17,46	13,56	13,56
	Choix des barres/nappe	bande1	2'6HA16	2'6HA14	2'6HA12	2'6HA12
		bande2	2'6HA16	2'6HA14	2'6HA12	2'6HA12
	Espacements	ST (cm) bande 1	7	7	7	7
		ST (cm) bande 2	11	11	11	11
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,06	8,73	6,78	6,78
	AH adopter (cm <sup>2</sup> )		15,70	15,70	9,42	9,42
	choix des barres		2'10HA10	2'10HA10	2'6HA10	2'6HA10
	ST (cm)		25	25	25	25
Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
Vérifications des contraintes	Contrainte	t <sub>u</sub> (MPa)	0,67	0,62	0,46	0,22
		t <sub>b</sub> (MPa)	0,93	0,87	0,65	0,32
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	733,26	654,21	496,12	216,83
		$\sigma_b$ (MPa)	1,73	1,62	1,27	0,55

## COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX



**Nota:**

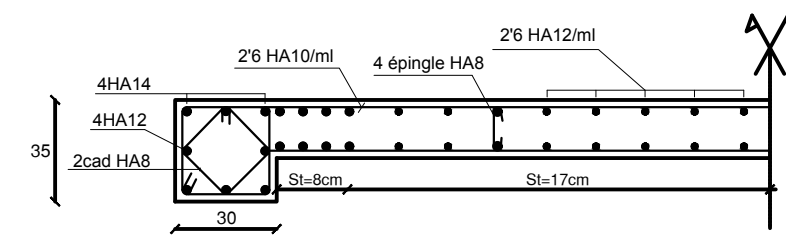
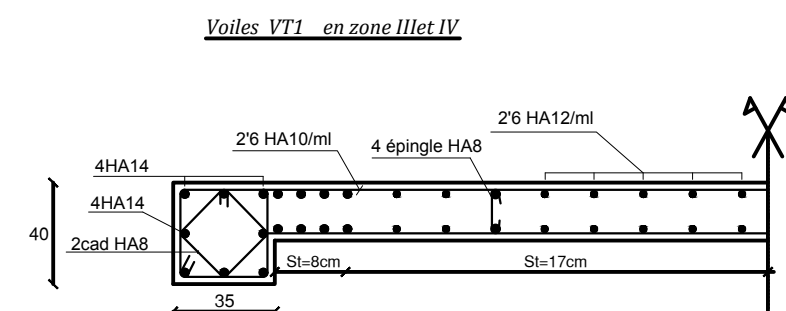
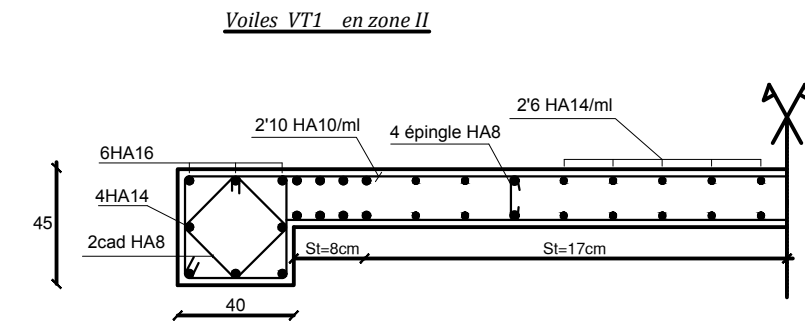
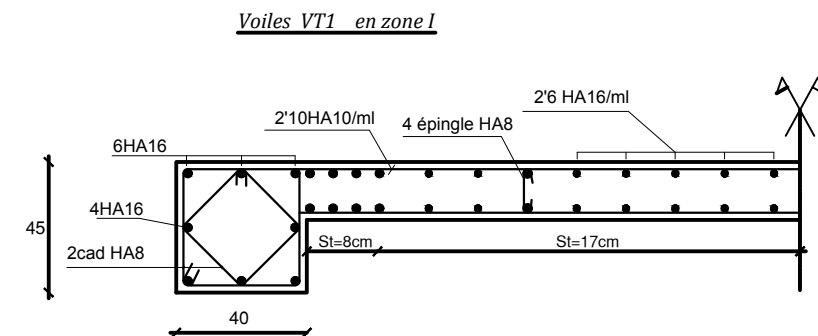
- Zone I :S-SOL étage
- Zone II : RDC ,1ere étage
- Zone III: 2ème, 3ème et 4ème étage
- Zone IV:5ème et 6ème étage
- Les Voiles VL1

UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI-OUZOU  
Faculté du Genie de la Construction  
Département de Génie Civil

**-Coffrage et ferrailage des voiles longitudinaux-**

<u>Proposé par:</u>	BET: C.E.A.T	2018
<u>Présenté par:</u>	Mr: TALHADJT Mr: BENYAKOUB	Plan:
<u>Encadré par:</u>	Mr:ALICHE.	Echelle:

## -COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAUX-



**Nota:**

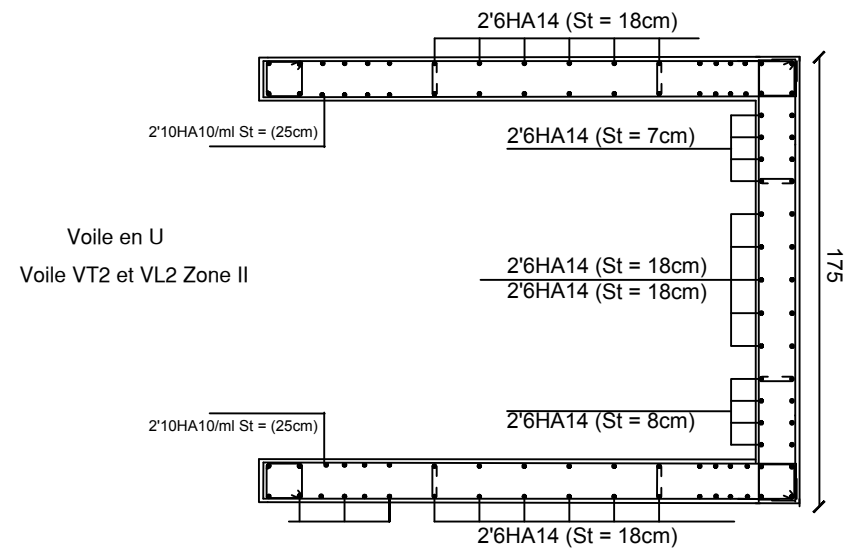
- Zone I :S-SOL étage
- Zone II : RDC ,1ere étage
- Zone III: 2ème, 3ème et 4ème étage
- Zone IV:5ème et 6ème étage
- Les Voiles VT1

UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI-OUZOU  
Faculté du Genie de la Construction  
Département de Génie Civil

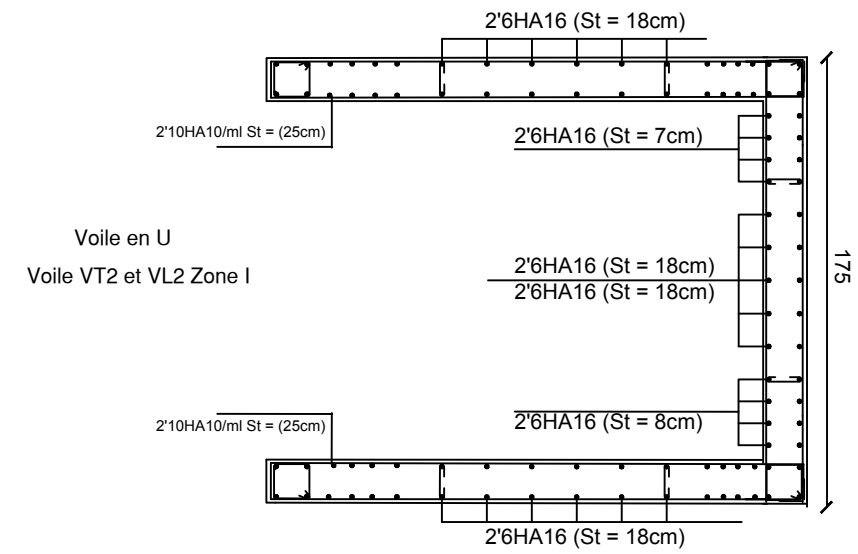
**-Coffrage et ferrailage des voiles transversaux-**

<u>Proposé par:</u>	BET: C.E.A.T	2018
<u>Présenté par:</u>	Mr: TALHADJT Mr: BENYAKOUB	Plan:
<u>Encadré par:</u>	Mr: ALICHE.	Echelle:

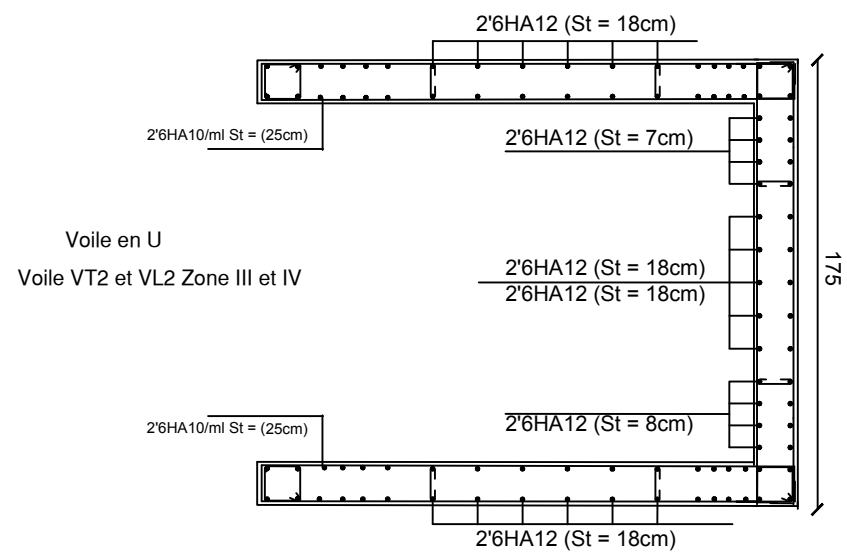
### Ferraillage des voiles



### Ferraillage des voiles



### Ferraillage des voiles



#### Nota:

- Zone I :S-SOL étage
- Zone II : RDC ,1ere étage
- Zone III: 2ème, 3ème et 4ème étage
- Zone IV:5ème et 6ème étage
- Les Voiles VL2 - VT2 sont identiques

Republique algerienne democratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de genie de la construction Departement de genie civil		ferraillage des voiles d'ascenseur
Etudie par	Mr TALHADJT HACENE Mr BENYAKOUB MOKRANE	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr ALICHE AMAR	2017/2018

**Introduction**

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) ;
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite

- Type d'ouvrage à construire ;
- Les caractéristiques du sol support ;
- La nature et l'homogénéité du béton sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La charge totale transmise au sol ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- Le type de la structure.

**VI.1. Choix du type de fondations**

Le type de fondations est choisi essentiellement selon les paramètres suivants

- La résistance du sol ;
- Le tassement du sol ;
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité);
- Facilité d'exécution (coffrage);
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de 2,5 bars.

**VI.1.1. Dimensionnement**

**a) Semelle isolée**

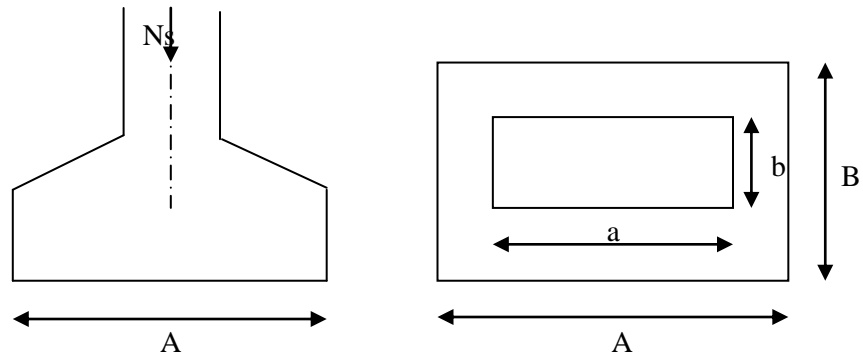
Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

**Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



**Figure VI.1 : Dimensions d'une fondation**

**Pour notre cas d'étude :**

$$N_{ser} = 124187 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN / m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,50 \text{ m}$$

**Remarque :**

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**b) Semelles filantes**

**1. Semelles filantes sous voiles**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

**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.

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol. ( $\sigma_{sol} = 0.25 \text{ MPa}$ )

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal

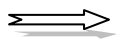
**Tableau VI.1 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux**

Voile	$N_s (KN)$	$L (m)$	$B (m)$	$S (m^2) = B \times L$
$V_{L1}$	727,68	1,20	2,42	6 x 2,9
$V_{L2}$	469,46	1,75	1,07	2 x 1,87
<b>Somme</b>				<b>21,14</b>

➤ Sens transversal

**Tableau VI.2 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux**

Voile	$N_s (KN)$	$L (m)$	$B (m)$	$S (m^2) = B \times L$
$V_{T1}$	572,8	2,5	0,91	4 x 2,3
$V_{T2}$	219,34	1,75	0,50	1x 0,9
<b>Somme</b>				<b>10,1</b>



$$S_v = \sum S_i = 31,24 \text{ m}^2$$

## 2. Semelles filantes sous poteaux

- *Hypothèse de calcul*

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- *Etapas de calcul*

- Détermination de la résultante des charges

$$R = \sum N_i$$

- Détermination de coordonnée de la résultante  $R$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle

$e \leq \frac{l}{6}$  Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle.
- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul de la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissants.
- Calcul la semelle dans le sens transversal.

• **Calcul pratique**

**a- Charges transmises par le portique**

**Tableau VI.3 Détermination de la résultante des charges**

Poteaux	N <sub>s</sub> = G + Q (KN)	e <sub>i</sub> (m)	N.e <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i</sub> (KN.m)
1	684,65	6,825	4672,73	-0,37
2	1241,87	2,275	2825,25	1,15
3	1016,71	-2,275	-2313,01	3,2
4	535,46	-6,825	-3654,51	0,84
	∑ N <sub>s</sub> = 3478,69			

**b- Détermination de la charge totale transmise par les poteaux**

$$\sum N_s = 3478,69 \text{ KN}$$

**c- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle**

$$e = \frac{\sum (N_s \cdot e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} \Rightarrow e = 0,441 \text{ m.}$$

*d- Distribution de la réaction par mètre linéaire***Calcul des contraintes sous la semelle**

$$e = 0,441 < \frac{L}{6} = \frac{14,05}{6} = 2,34m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{3478,69}{14,05} \times \left( 1 + \frac{6 \times 0,441}{14,05} \right) = 294,22 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\min} = \frac{3478,69}{14,05} \times \left( 1 - \frac{6 \times 0,441}{14,05} \right) = 200,96 \text{ KN / ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3478,69}{14,05} + \left( 1 + \frac{3 \times 0,441}{14,05} \right) = 270,90 \text{ KN / ml}$$

*e- Détermination de la longueur de la semelle*

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{270,90}{250} = 1,08 \text{ m} \Rightarrow B = 1,40 \text{ m}$$

$$S = B \times L = 1,40 \times 14,05 = 19,67 \text{ m}^2$$

Ainsi, on aura une surface totale de la semelle filante de

$$S_T = n \times S_s + S_v$$

Avec:

$n$  : nombre de portiques dans le sens transversal.

$$S_T = 5 \times 19,67 + 31,24 = 129,59 \text{ m}^2$$

**Remarque**

$$S_{bat} = 263,18 \text{ m}^2.$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{129,59}{263,18} = 0,49$$

⇒ La surface totale des semelles représente 49 % de la surface du bâtiment.

**Conclusion**

On remarque que la surface de la semelle filante est inférieure à 50% de la surface totale Du bâtiment donc on peut conclure que la semelle filante est acceptable.

Donc on opte pour des semelles filantes comme fondation

### 3- Dimensionnement de la semelle

#### a- Hauteur de la semelle

$$h_s = \frac{B - b}{4} + 5$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

b : coté du poteau.

$$h_s = \frac{140 - 40}{4} + 5 = 30\text{cm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq B - b \Rightarrow 25 \leq d \leq 100$$

On prend  $d = 90\text{cm}$

Soit les dimensions suivantes :

$L = 4,00\text{m}$  ;  $B = 1,40\text{m}$  ;  $h_s = 30\text{cm}$  ;  $c = c' = 5\text{cm}$  ;  $d = 90\text{cm}$

#### b- Ferrailage de la semelle (à l'ELU)

$$V = h_t \times B \times L = 0,4 \times 1,4 \times 13,65 = 7,644\text{m}^3$$

$$P = \rho \times V = 2500 \times 7,644 \div 13,65 = 14 \text{ KN/ml}$$

$$\sigma \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = 208,38 \text{ KN/ml}$$

$$N_u = 208,38 + 1,35 \times 14 = 227,28$$

$$A_s = \frac{N_u (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{227,28 \times 1000 (140 - 40)}{8 \times 30 \times 34800} = 2,72 \text{ cm}^2$$

**On prend: 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup> avec espacement de 15cm.**

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

**On prend: 3HA12 = 3,38 cm<sup>2</sup>**

## VI-1-2-Calcul de la poutre de rigidité

### A-Dimensionnement de la poutre de rigidité

- La hauteur de la poutre de rigidité

$$\frac{l}{9} \leq hp \leq \frac{l}{6} \Rightarrow 0,56 \leq hp \leq 0,85m$$

Soit:  $hp = 80 \text{ cm}$

- Largeur de la poutre de rigidité

$$\frac{1}{3} hp \leq bp \leq \frac{2}{3} hp \Rightarrow 26,66 \leq bp \leq 53,33 \text{ cm}$$

Soit  $b_p = 40 \text{ cm}$ .

### B-Calcul des moments fléchissants

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide de logiciel **ETABS**

$$q = \sigma_{(L/4)} = q_u = 208,38$$

Diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants après correction

$$M_0 = q \times l \div 8 = 208,38 \times (4,55)^2 \div 8 = 539,25$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c$$

## VI-1-3-Calcul des armatures

### Aux appuis

Appui	$M_a$ (kN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$	Observation	A (adoptée)
A	161,77	0,050	0,974	6,36	4,10	$A_u > A_{\min}$	8HA16+4HA12
B	269,62	0,084	0,956	10,80	4,10	$A_u > A_{\min}$	8HA16+4HA12
C	269,62	0,084	0,956	10,80	4,10	$A_u > A_{\min}$	8HA16+4HA12
D	161,77	0,050	0,974	6,36	4,10	$A_u > A_{\min}$	8HA16+4HA12

### En travée

Appui	$M_t$ (kN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$	Observation	A (adoptée)
A-B	458,36	0,143	0,923	19,02	4,10	$A_u > A_{\min}$	8HA16+4HA12
B-C	458,36	0,143	0,923	19,02	4,10	$A_u > A_{\min}$	8HA16+4HA12
C-D	458,36	0,143	0,923	19,02	4,10	$A_u > A_{\min}$	8HA16+4HA12

**VI-2-VERIFICATION A L'ELS****VI-2- 1- Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = \min \{ 2,5 ; 4\text{Mpa} \}$$

$$V_u = 501,31\text{KN}$$

$$\tau_u = 1,67 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**VI-2-2-Vérification de la contrainte dans le béton**

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\rho = \frac{100 \times Au}{b \times d} \quad (\text{Au: armatures adoptées à l'ELU})$$

**VI-2- 3-Vérification en travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 20,60}{40 \times 75} = 0,68$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{\beta \cdot d \cdot Au} = 337,12 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = 0,68 \Rightarrow \beta_1 = 0,880 \Rightarrow K_1 = 26,67$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \div K = 337,12 \div 26,67 = 12,64 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 12,64 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa. Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans les aciers**

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 337,12 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa Condition vérifiée.}$$

### VI-2-3-Vérification aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 20,60}{40 \times 75} = 0,68$$

$$\rho_1 = 0,68 \Rightarrow \beta_1 = 0,880 \Rightarrow K_1 = 26,67$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{\beta \cdot d \cdot Au} = 198,30 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \div K = 198,30 \div 26,67 = 7,43 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 7,43 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Contrainte dans les aciers**

Fissuration préjudiciable :  $\overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s = 198,30 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VI-2-4-Détermination des espacements

**En zone nodale**

$$\text{On a : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S \leq \min\left(\frac{90}{4}; 16 \times 2; 30\text{cm}\right)$$

$$S \leq \min(22,5; 32; 30\text{cm})$$

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

**En zone courante**

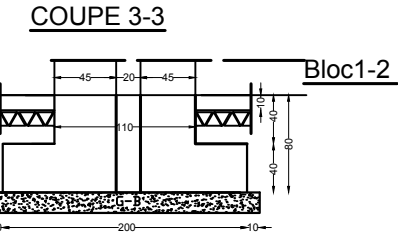
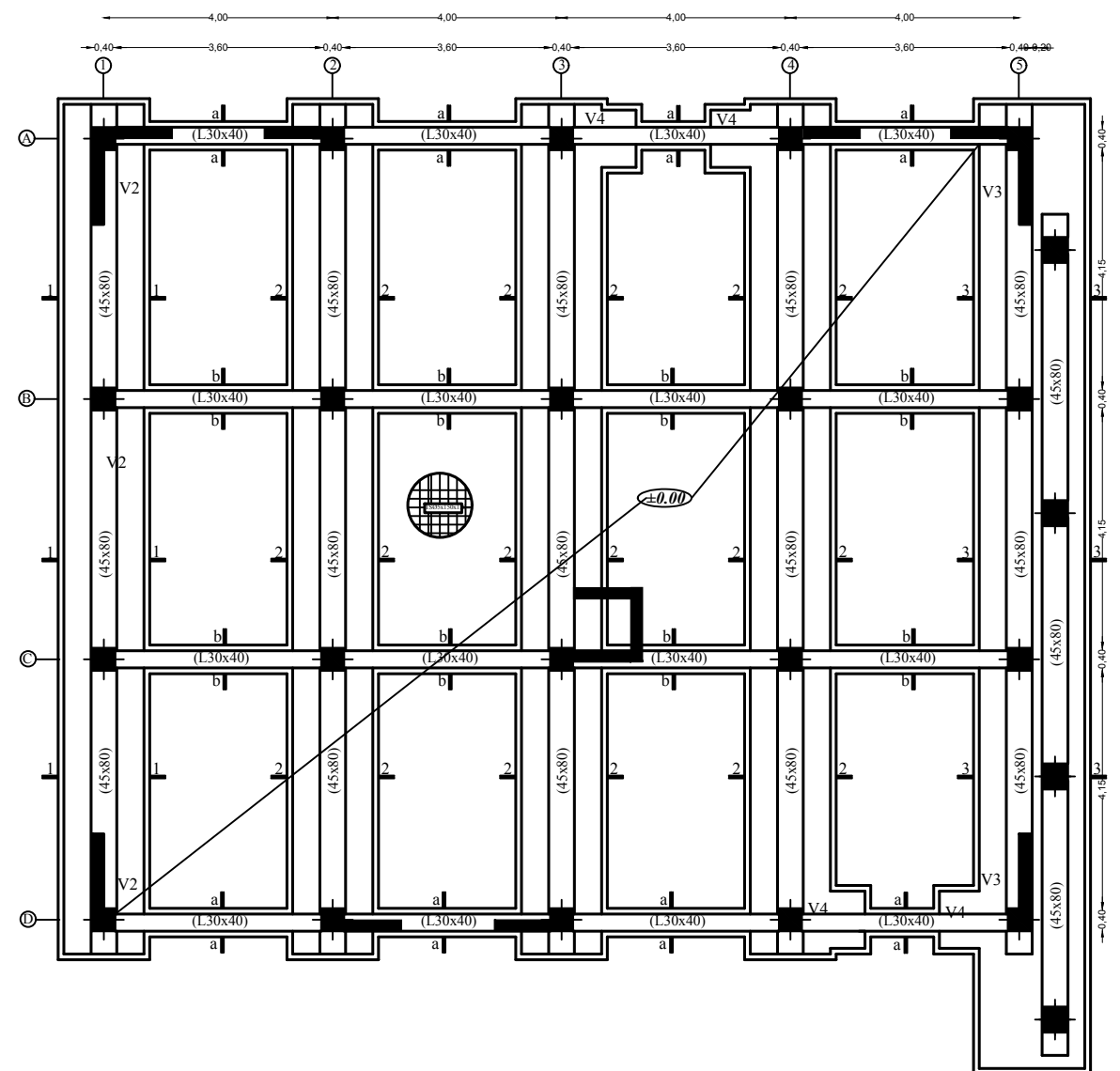
$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{90}{2} \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$$

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

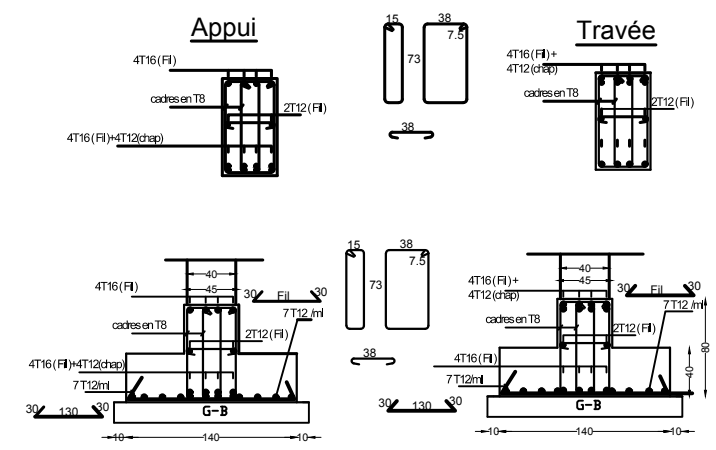
### VI-3- ARMATURES TRANSVERSALES

$$\Phi = \min\left\{\frac{h_p}{35}; \frac{b_p}{10}; \Phi_1\right\} = \min\{2,3; 4; 16\}$$

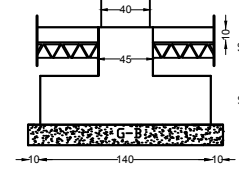
$$\text{Soit } A_t = 2 \text{ cadres T8. } A_t = 2,01\text{cm}^2$$



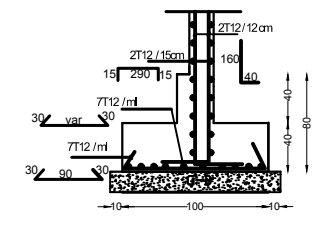
FERRAILAGE LIBAGES COUPE 3-3



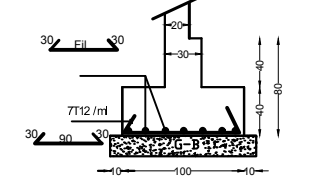
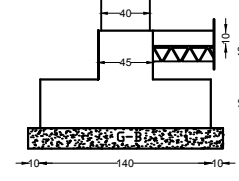
COUPE 2-2



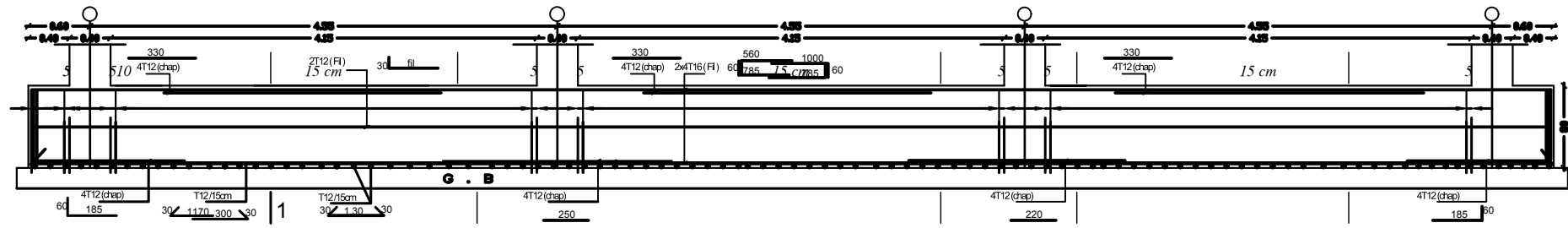
Semelle Sous voiles



COUPE 1-1



COFFRAGE FERRAILAGE SEMELLE FILANTE



Republique algerienne democratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de genie de la construction Departement de genie civil		coffrage ferrailage fondations
Etudie par	Mr TALHADJT HACENE Mr BENYAKOUB MOKRANE	Echelle 1/50
Dirigé par	Mr ALICHE AMAR	2017/2018

## VII. Etude du mur de soutènement

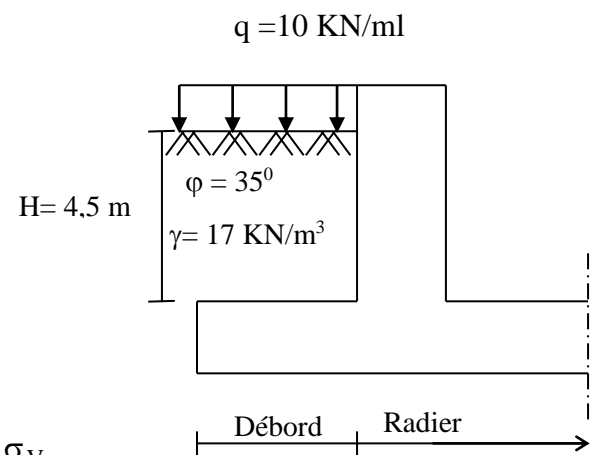
Le mur de soutènement est un ouvrage destiné à maintenir les terres et à contenir leurs poussées. Il peut être en béton armé ou en maçonnerie. Le mur de soutènement en béton armé est généralement composé d'un voile (rideau), qui reçoit la poussée des terres et d'une semelle qui sert de fondation à l'ouvrage.

### VII.1.pré dimensionnement du mur de soutènement

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur de soutènement est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

#### VII.1.1.Caractéristiques du sol

- Surcharges éventuelles  $q = 10 \text{ KN/ml}$
- Poids volumique des terres  $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement interne  $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion  $c = 0$



#### VII-1.2.Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = 0,52$$

Avec :  $K_0$  : Coefficient des poussées des terres au repos.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

**Figure.VII.1** : schéma statique du mur de soutènement

#### VII.1.3.Calcul des sollicitations

**ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,52 \times 1,5 \times 10 = 7,80 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4,5\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52 \times (1,35 \times 17 \times 4,5 + 1,5 \times 10) = 61,5 \text{ KN/m}^2$$

**ELS:**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,52 \times (10 + 17 \times 0) = 5,20 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4,5 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52 \times (10 + 17 \times 4,5) = 44,98 \text{ KN/m}^2$$

#### VII.1.4. Diagrammes des contraintes

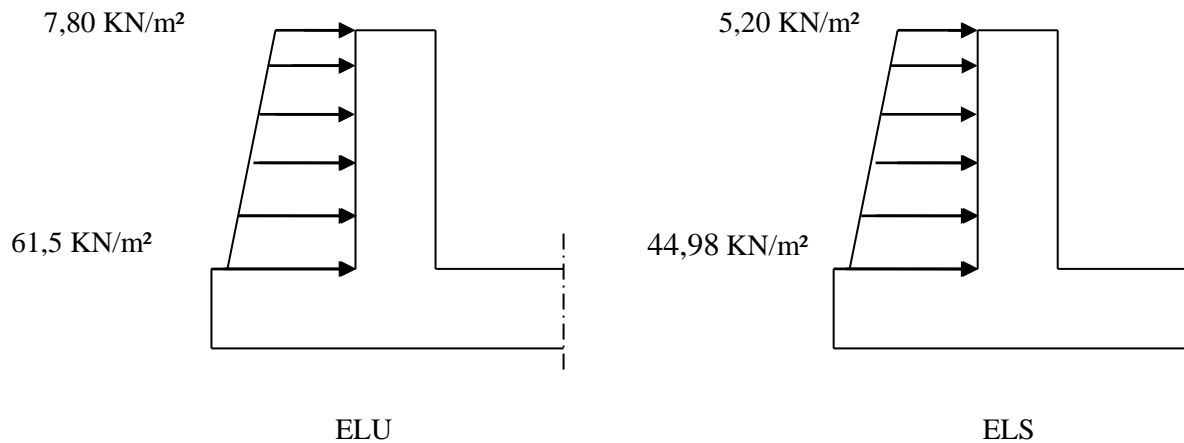


Figure.VII.2.diagramme des contraintes.

#### VII.1.5. Charge moyenne

$$\text{ELU} : q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 61,5 + 7,80}{4} = 46,38 \text{ KN/ ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 44,98 + 5,20}{4} = 35,04 \text{ KN/ ml}$$

### VII.2. Ferrailage du mur de soutènement

#### VII.2.1. Méthode de calcul

Le mur de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées des quatre cotés (au niveau des nervures, des poteaux ainsi qu'au niveau du plancher du S-SOL).

#### VII.2.2. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,75
- Moment aux appuis : 0,5

### VII.2.3. Identification des panneaux

$$l_x = 4,00 \text{ m}$$

$$l_y = 4,50 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,00}{4,50} = 0,88 \rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

### VII.2.4. Calcul des moments isostatiques

#### a) ELU

$$\rho = 0,88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,740 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0478 \times 46,38 \times 4,00^2 = 35,47 \text{ KN. m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,740 \times 35,47 = 26,25 \text{ KN. m}$$

- **Correction des moments :**

- **sens XX :**

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments sur appuis par la valeur 0,5 et en travée par la valeur 0,75.

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,5M_{0x} = -0,5 \times 35,47 = -17,74 \text{ KN. m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 35,47 = 26,60 \text{ KN. m}$$

- **sens YY**

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,5M_{0y} = -0,5 \times 26,25 = -13,13 \text{ KN. m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 26,25 = 19,69 \text{ KN. m}$$

#### b) ELS

$$\rho = 0,88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0549 \\ \mu_y = 0,818 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0549 \times 35,04 \times 4,00^2 = 30,78 \text{ KN. m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,818 \times 30,78 = 25,18 \text{ KN. m}$$

- **Correction des moments**

- **sens XX**

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,5M_{0x} = -0,5 \times 30,78 = -15,39 \text{ KN. m}$$

En travée :  $M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 30,78 = 23,09 \text{ KN.m}$

➤ sens YY :

Aux appuis :  $M_a = -0,5M_{0y} = -0,5 \times 25,18 = -12,59 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 25,18 = 18,89 \text{ KN.m}$

### VII.2.5.Calcul des armatures

$h = 20 \text{ cm}$

$d = 17 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$A_{min} = 0,10\% . b \times h = 2 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 2003/ART 10.1.2)}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

Sens	zone	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu_U$	$\mu_1$	section	$\beta$	A ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	A adoptée ( $\text{cm}^2$ )	e (cm)
XX	Appuis	-17,74	0,043	0,392	SSA	0,979	3,06	2	5HA12=5,65	25
	Travée	26,60	0,065	0,392	SSA	0,966	4,65	2	5HA12=5,65	25
YY	Appuis	-13,13	0,032	0,392	SSA	0,984	2,25	2	4HA12=4,52	25
	Travée	19,69	0,048	0,392	SSA	0,975	3,41	2	4HA12=4,52	25

$$A_s = \frac{M_u}{\beta . d \sigma_{st}}$$

Tableau.VII.1: ferrailage du mur de soutènement.

### VII.2.5.Recommandations du RPA

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- $A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m<sup>2</sup> de HA8.

### VII.3.vérifications à l'ELS

#### a) vérification de la contrainte dans le béton

On doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

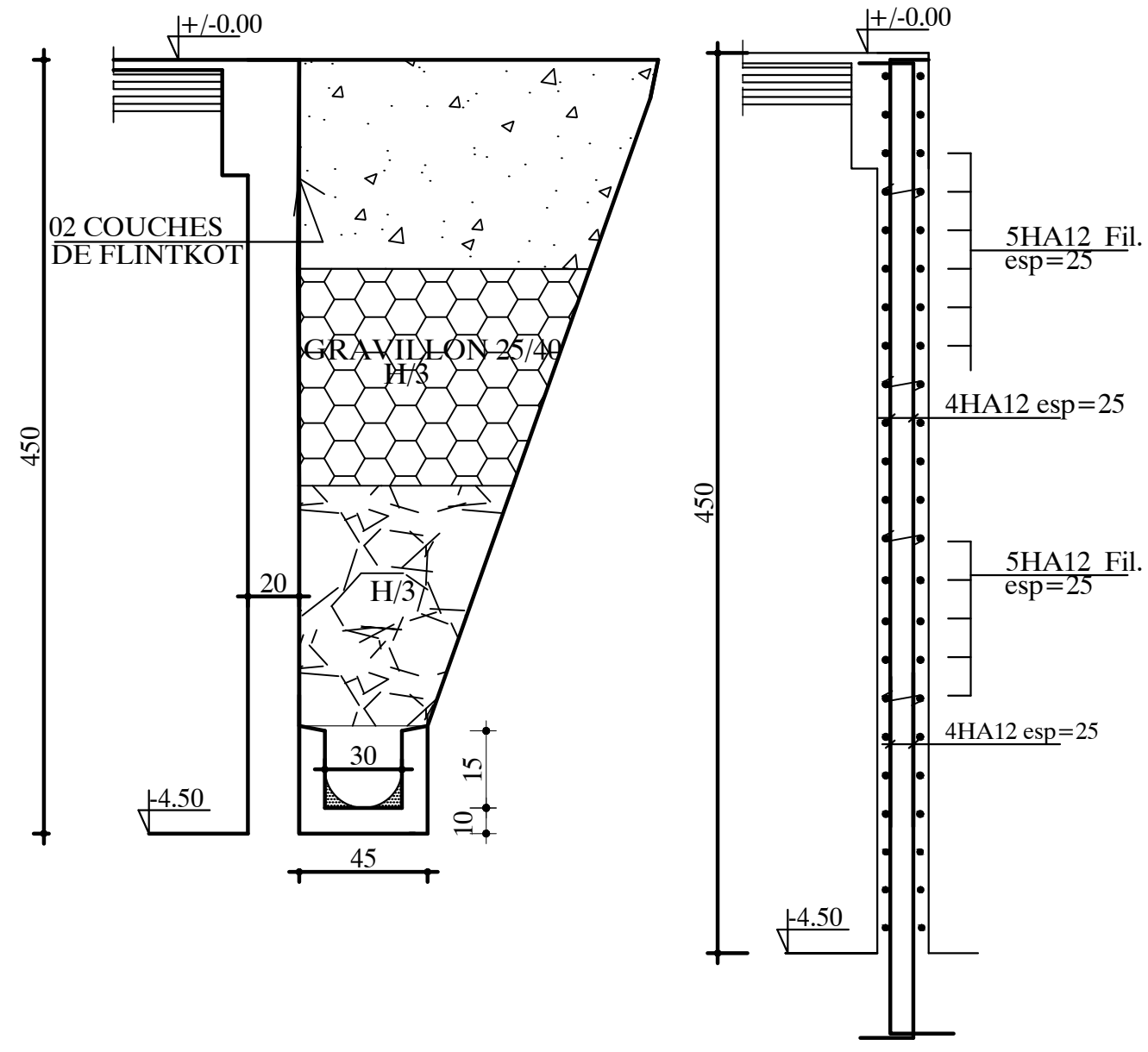
$$\alpha = \gamma/d < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

sens	zone	Mu(KN.m)	Ms(KN.m)	$\gamma$	$\alpha$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	obs.
XX	Appui	-17,74	-15,39	1,15	0,067	0,33	vérifiée
	Travée	26,60	23,09	1,15	0,067	0,33	vérifiée
YY	Appui	-13,13	-12,59	1,04	0,061	0,27	vérifiée
	Travée	19,69	18,89	1,04	0,061	0,27	vérifiée

**Tableau.VII.2.Vérification des contraintes à l'ELS.**

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

## COFF. FERR. MUR PLAQUE



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

<p><b>ETUDIE PAR :</b> Mr BENYAKOUB Mokrane. Mr TALHADJT Hacène .</p>	<p><b>TITRE:</b> - Ferr cof mur de soutènement</p>
<p><b>DIRIGE PAR :</b> Mr ALICHE</p>	<p>PROMOTION 2017-2018</p>
<p>PLANCHE N°</p>	<p>ECHELLE:1/50</p>

# Conclusion générale

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique une partie des connaissances théoriques acquises durant notre formation en nous basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

Suite à l'étude que nous avons faite, il convient de souligner les points suivants :

- Dans la conception parasismique, il est important que l'ingénieur aboutisse à une conception plus adéquate - dans la mesure du possible - vis-à-vis de l'architecture et une sécurité parasismique sans surcoût important ;
- La forme irrégulière de la structure étudiée a été un facteur très négatif qui nous a limité les possibilités quant à la disposition optimale des voiles ;
- Il est indéniable que l'étude dynamique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures ;
- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et calcul des structures ;
- Les structures sont contreventées par voiles.

Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation) de notre époque, il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures qui sont rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.

# Bibliographie

1- "Cours de béton armé B.A.E.L.91: calcul des éléments simples et des structures en béton armé"

2- "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A93".

Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-41.

3- " B.A.E.L.91 : Règles techniques de conception et de calcul et constructions des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites"

4- "Règles parasismiques algériennes R.P.A99/version 2003".

Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-48.

5-DTR B.C.2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations » CGS, Alger 1989.

6-Mr SAAD « Cours de résistance des matériaux, U.M.M.T.O 2015-2016 ».

7-: Mr BOUKAIS « Cours de béton, U.M.M.T.O 2017».

8- « Mémoires traités master, U.M.M.T.O ».

9-: Mr AIT AMAR « cours MDS, U.M.M.T.O 2015-2016 ».

10- Recherche globale sur internet.