

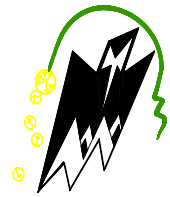
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de MASTER en génie civil.

Option : construction civil et industriel.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation et commercial, ossature mixte.



Proposé par : Bureau d'étude

Etudié par: M^r Oumsalem Samir

M^r Issaoun Smail

M^r Mohamed Seghir Mohamed

Dirigé par : M^r LARIBI

Année 2013/2014

Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité,
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci a
leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ *A mes très chères frères*
- ❖ *A mes chères sœurs*
- ❖ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ❖ *A mes amis (es)*
- ❖ *A mes binômes et leurs familles*
- ❖ *A toutes les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin*

- ❖ **A TOUTE LA PROMOTION 2013 /2014**

SMAIL

Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité,
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci a
leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ *A mes très chers frères*
- ❖ *A mes chères sœurs*
- ❖ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ❖ *A mes amis (es)*
- ❖ *A mes binômes et leurs familles*
- ❖ *A toutes les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin*

- ❖ **A TOUTE LA PROMOTION 2013 /2014**

SAMIR

Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité,
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci a
leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ *A mes chères sœurs*
- ❖ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ❖ *A mes amis (es)*
- ❖ *A mes binômes et leurs familles*
- ❖ *A tous les personnes qui nous ont aidés de près et de loin*

- ❖ **A TOUTE LA PROMOTION 2013 /2014**

MOHAMED

SOMMAIRE

<u>Chapitre I</u> : Introduction générale	1-7
<u>Chapitre II</u> : Pré dimensionnement et descente de charge	8-19
<u>Chapitre III</u> : Calcul des éléments	
➤ III-1-salle machine	20-27
➤ III-2-Escalier.....	28-43
➤ III-3- poutre palière	44-56
➤ III-4- planchers	57-81
➤ III-5- balcons	82-88
➤ III-6-l'acrotère	89-95
<u>Chapitre IV</u> : Etude du contreventement	96-107
<u>Chapitre V</u> : Présentation du logiciel ETABS	108-129
<u>Chapitre VI</u> : Vérification des résultats.....	130-150
<u>Chapitre VII</u> : Ferrailage des portiques	
➤ VII-1- Les poutres	151-168
➤ VII-2- Les poteaux	169-188
<u>Chapitre VIII</u> : Ferrailage des voiles	189-202
<u>Chapitre X</u> : Etude de l'infrastructure.....	203-226
<u>Conclusion.</u>	
<u>Bibliographie.</u>	

Introduction

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

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

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

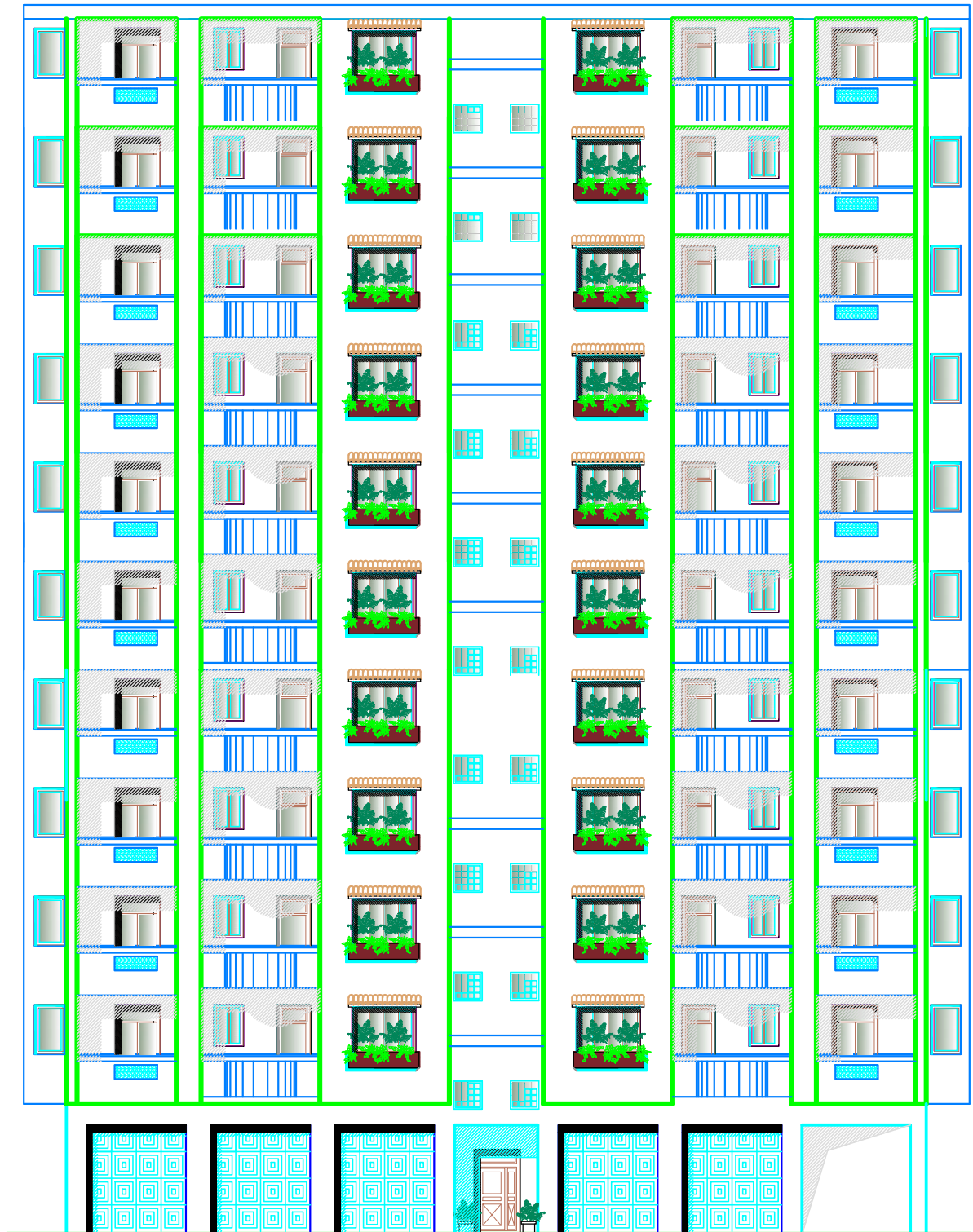
L'impérieuse nécessité de se doter de nouvelles mesures parasismiques actualisées (règlement parasismique algérien version 2003) pour faire face au danger sans cesse grandissant que représente la haute sismicité du sol algérien sur le tissu urbain en plein expansion s'est révélée d'une importance primordiale.

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

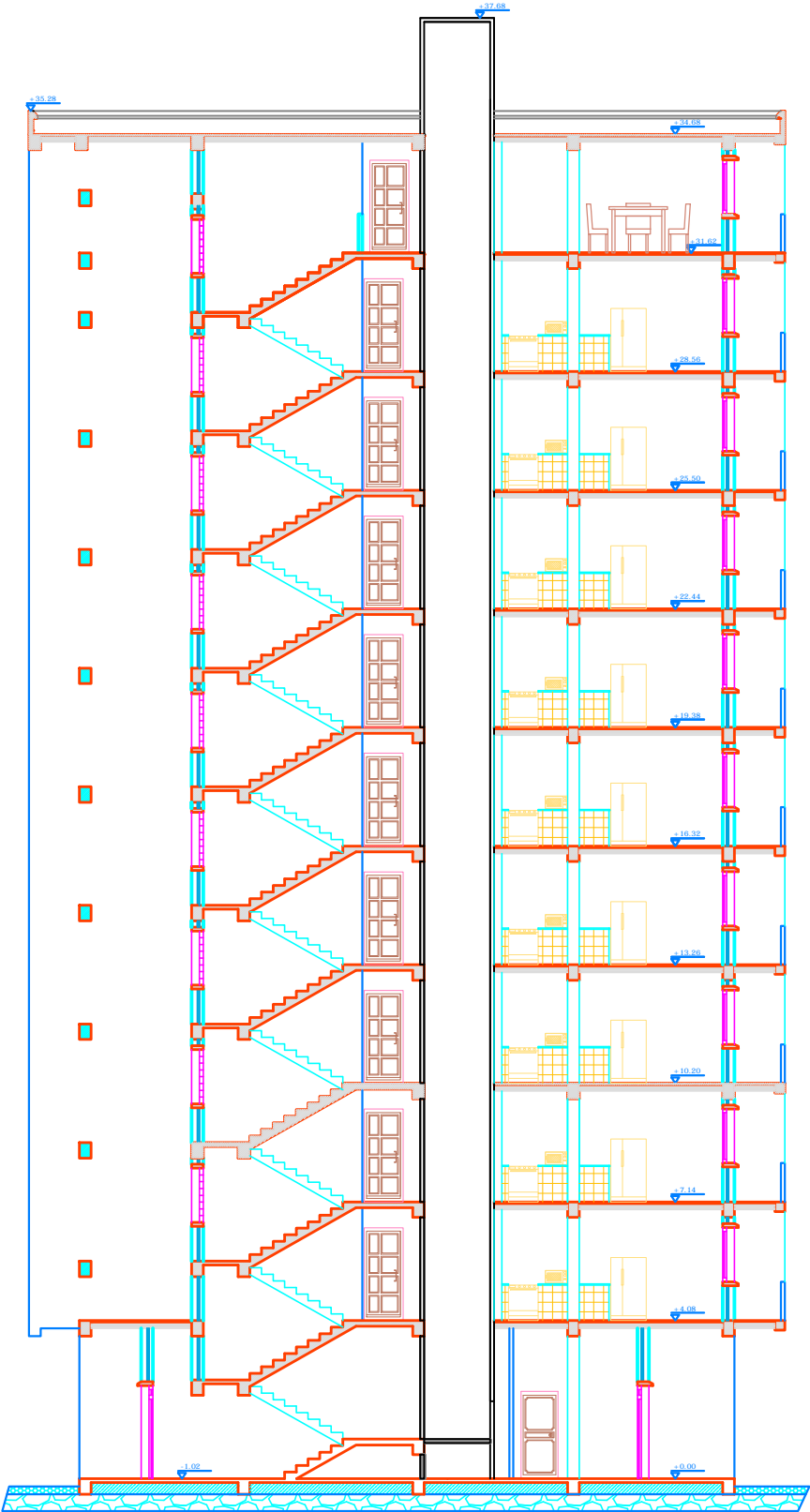
- ✚ La prévision de l'ampleur des manifestations sismiques attendues sur le site.*
- ✚ La destination de l'ouvrage.*

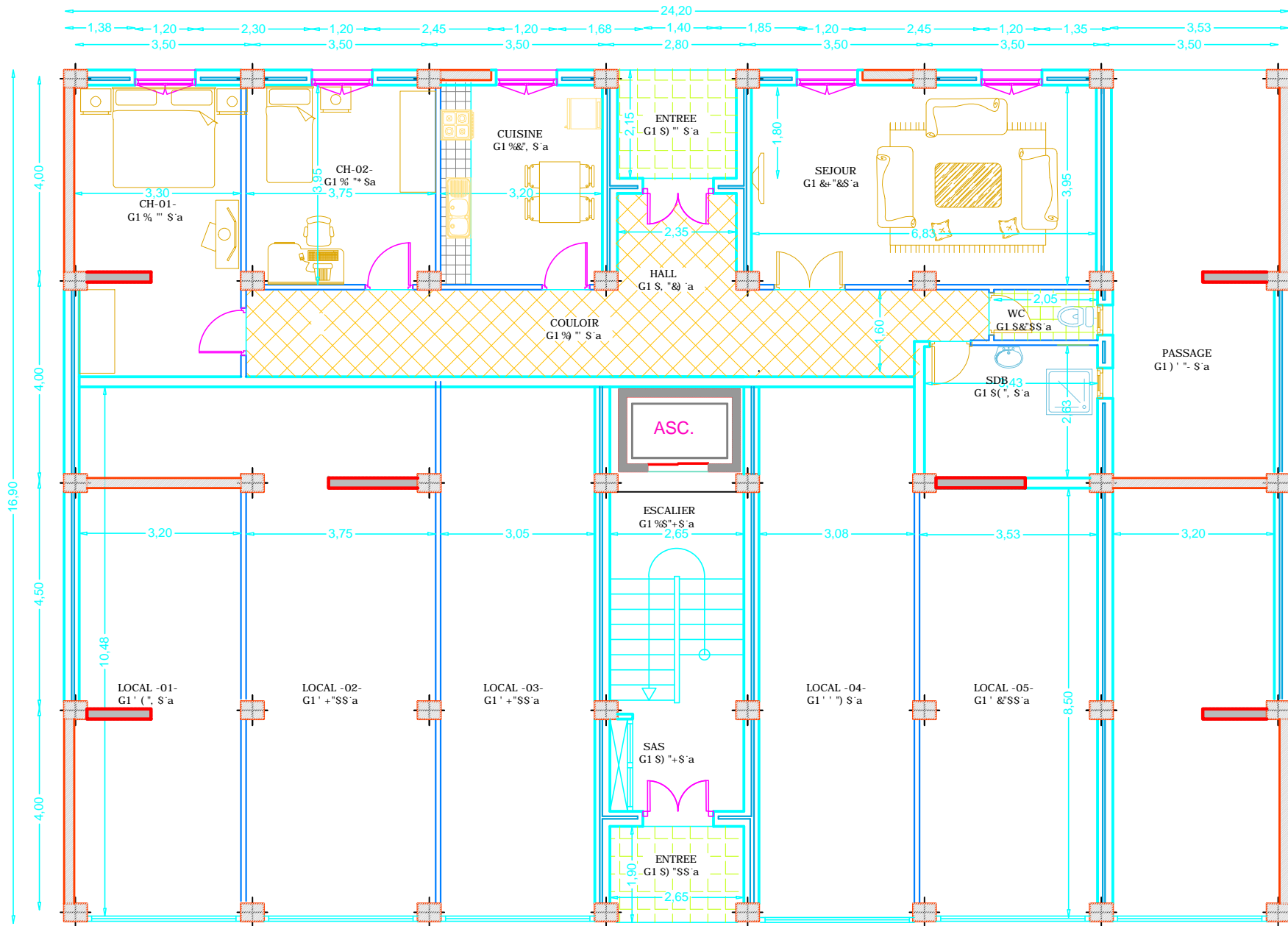
L'ingénieur en sa qualité de cheville ouvrière dans ce domaine et de par sa responsabilité dans la sécurité publique et la préservation du potentiel économique, doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions qui s'imposent afin d'éviter ou minimiser les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

FACADE

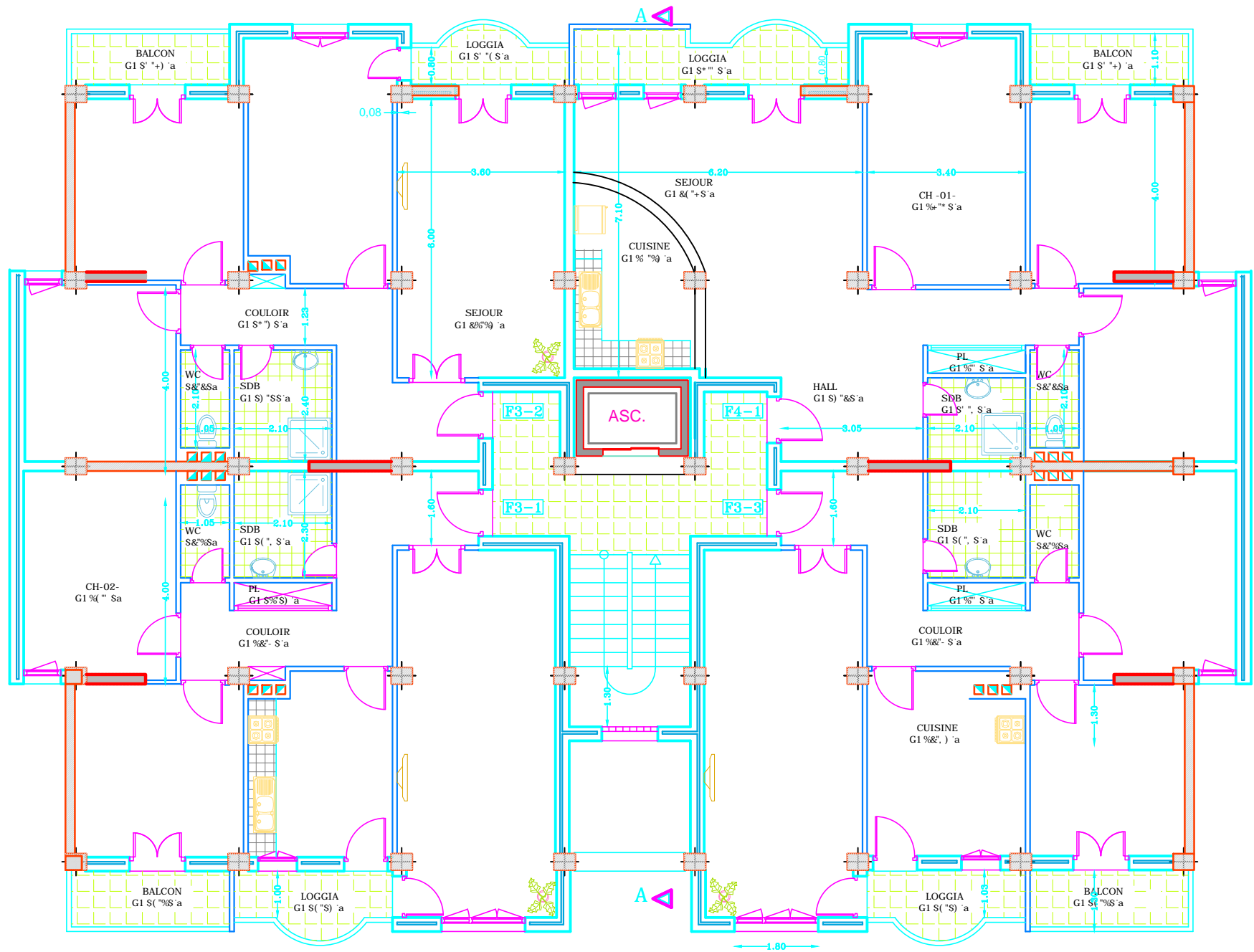


COUPE A-A





plan du RDC



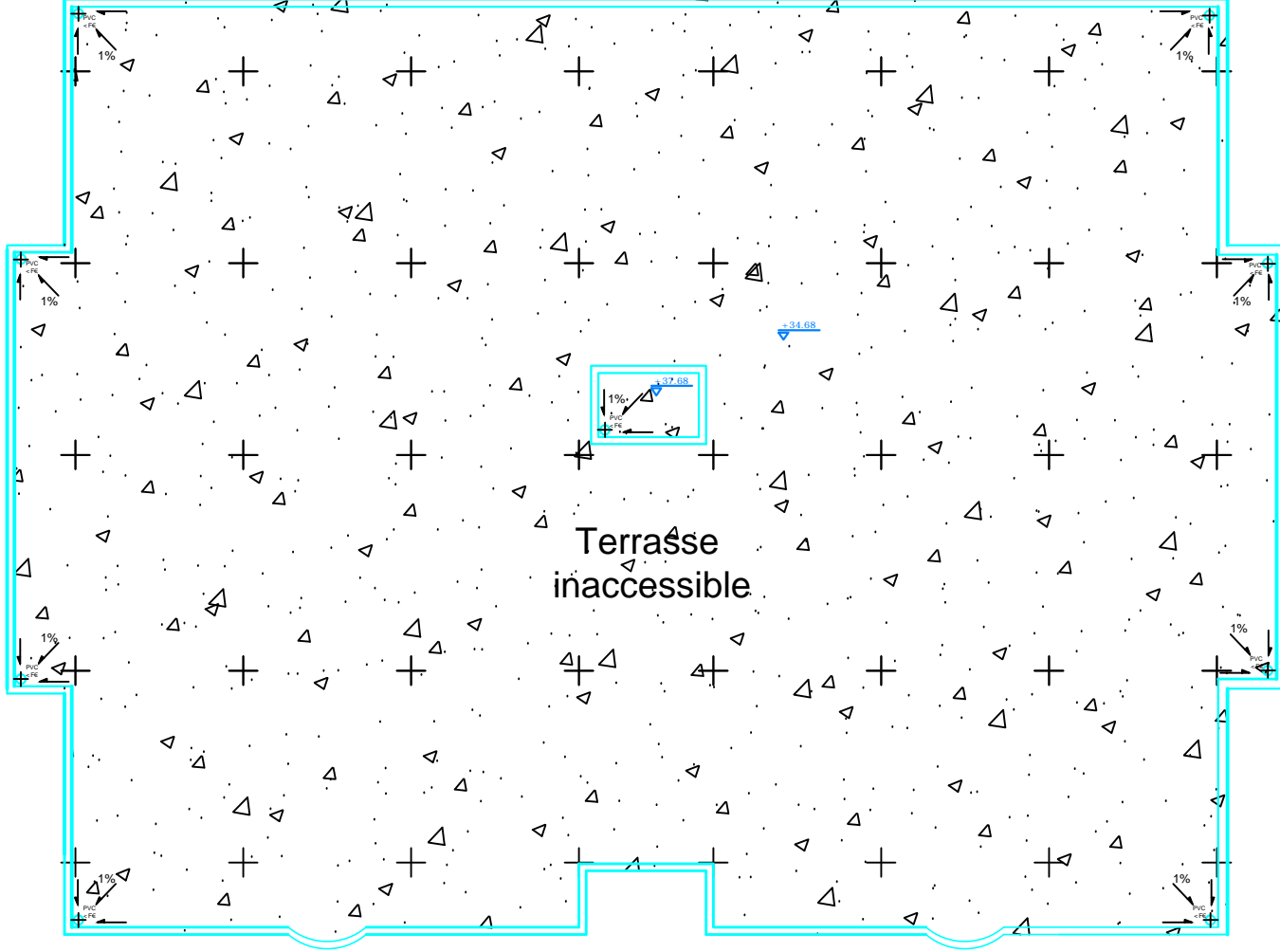
plan etage courant

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PLAN DE TOITURE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

8,27



11,32

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

I. Introduction générale

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Introduction :

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien **RPA99 (ADDENDA2003)** et les règlements du béton aux états limites **CBA92**.

I.1.1. Description de l'ouvrage :

Le projet que nous avons l'honneur d'étudier nous à été confié par le bureau d'étude **B.E.R.H.T.O. II** consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'une tour (R+10) à ossature mixte, contreventée par voiles.

Cet ouvrage sera implanté à Draa-ben-khedda, zone de moyenne sismicité (IIa).

La présente étude va se porter sur la tour composée de :

- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Les étages courants sont à usage d'habitation.

1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ouvrage a pour dimensions :

- Longueur.....L = 24.20 m.
- Largeur.....l = 16.90m.
- Hauteur de rez-de-chaussée.....h = 04.08m.
- Hauteur d'étage courant.....h = 03.06m.
- Hauteur de l'acrotèreha =0,60m.
- Hauteur totale (y compris l'acrotère).....h = 35.28m.

2. Eléments de l'ouvrage :

❖ **Ossature** : Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles porteurs. Les charges verticales seront reprises par les portiques et les voiles (les charges seront réparties). Quant aux sollicitations dues aux charges horizontales, elles seront reprises par des voiles en béton armé.

❖ **Planchers** : Les planchers de la structure à étudier sont en dalle pleine pour la dalle couvrant la cage d'ascenseur et les autres planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression de (5 cm) d'épaisseur coulée sur place.

Le plancher terrasse est inaccessible, et a une forme de pente de (1 %) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

❖ **Maçonnerie** :

a- Les murs extérieurs : sont en double cloisons de (30cm) d'épaisseur (en brique creuse de 15cm pour les cloisons extérieures et 10cm pour les cloisons intérieures + une lame d'air de 5cm).

b - Les murs de séparation entre deux logements : sont en double cloisons de (25cm) d'épaisseur (en brique creuse de 10cm pour les cloisons extérieures et intérieures + une lame d'air de 5cm).

c - Les murs intérieurs : sont en simple cloison (brique creuse de 10cm).

❖ **Escaliers** : Ceux sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, dans notre cas nous disposons d'une cage d'escalier

RDC —————> **dernier étage.**

Remarque :

L'escalier est à paillasson adjacente avec palier intermédiaire situé à l'intérieur de l'ouvrage.

L'ouvrage dispose aussi d'une cage d'ascenseur.

❖ **Revêtements** : Ils seront en :

- Plâtre pour les cloisons et les plafonds ;
- Mortier de ciment pour les faces extérieures ;
- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

❖ **Taux de travail du sol** : La contrainte admissible évaluée par le laboratoire géotechnique spécialisé est : $\sigma = 1.9 \text{ bars}$.

I.2. Matériaux :

I.2.1. Le béton :

C'est un mélange de :

- Pâte pure (ciment + eau).
- Granulats (sable, gravier).

Dans notre cas, le béton sera dosé à 350 Kg/m³ de ciment CPA 325. Quant à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

A titre indicatif, pour 1m³ de béton armé :

- Granulats :
- * Sable.....380 à 450 cm³ (Dg ≤ 5mm).
- * Gravillons.....750 à 850 cm³ (Dg ≤ 25mm).
- Ciment : 300 à 400 Kg.
- Eau : 150 à 200 l.

La réalité pratique conduit vers le rapport :

$$\frac{Eau}{Ciment} = 0.5$$

1. La résistance caractéristique à la compression :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours (ou plus) est déterminée à partir des essais de compressions des éprouvettes normalisée dont le diamètre est la moitié de la hauteur (16/32).

Nous prenons $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

La résistance de béton à la compression avant 28 jours est donnée par :

$$f_{cj} = 0,685 \log(j + 1) \quad (\text{Art.A2.1.11, BAEL91})$$

2. Résistance caractéristique à la traction :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art.A2.1.12, BAEL 91})$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$$

3. **Contrainte à la compression :**

- ❖ **ELU (Etat Limite Ultime) :** correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

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

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité ;

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$$\begin{cases} \theta = 1 \dots \dots \dots t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 \dots \dots \dots 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 \dots \dots \dots t \leq 1 \text{ h} \end{cases}$$

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

À j = 28 jours en situation courante ; $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot (25)}{1 \cdot (1,5)} = 14,2 \text{ MPa}$

➤ **Diagramme Contrainte – Déformation**

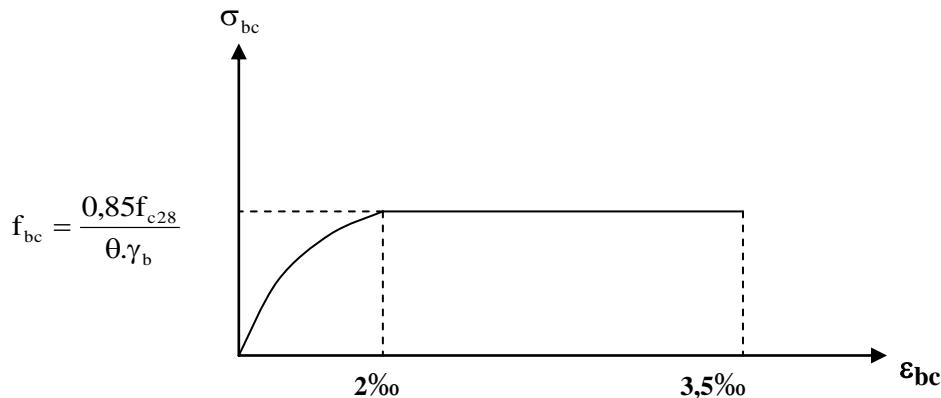


Fig I.1 : Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU).

- ❖ **ELS (Etat Limite de Service) :** C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$ Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS

A j = 28 jour : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Diagramme Contrainte - Déformation

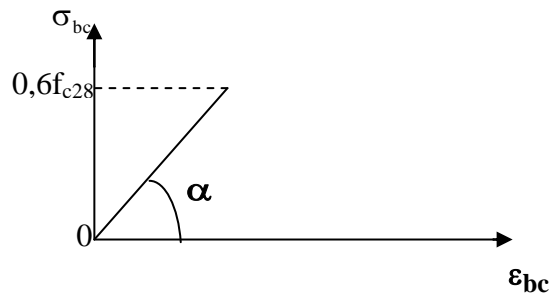


Fig I.2 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).

4. Module de déformation longitudinale :

- **Instantané** $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ (BAEL 91.Art.2.1, 21)
- **Différé** $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$ (BAEL 91.Art.2.1, 22)

à j = 28 jours $\Rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$

5. Module de déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec : E : module de Young

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

ν : Coefficient de Poisson ; $\begin{cases} \nu = 0 \dots \dots \dots \text{ELU} \\ \nu = 0,2 \dots \dots \dots \text{ELS} \end{cases}$ (BAEL 91.Art.2.1, 3)

I.2.2. Les aciers :

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

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

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

1. Module de déformation longitudinale :

$E_s = 2. 10^5 \text{ MPa}$ (BAEL91, Art A.2.2)

2. Contrainte limite :

➤ *Contrainte limite ultime*

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91, Art A.2.1, 3})$$

Avec : σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Situation accidentel le} \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa pour les H.A}$$

➤ *Contrainte limite de service*

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

3 cas de fissuration sont possibles :

1) *Fissuration peu nuisible*

La contrainte n'est soumise à aucune limitation

$$\sigma_s \leq f_e \quad (\text{BAEL 91, Art A.4.5, 32})$$

2) *Fissuration préjudiciable*

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad (\text{BAEL 91, Art A.4.5, 33})$$

3) *Fissuration très préjudiciable*

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad (\text{BAEL 91, Art A. 4.5.34})$$

$$\eta : \text{coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} \eta = 1,0 \dots \dots \dots \text{Pour les ronds lisses (R.L)} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{Pour les hautes adhérences (H.A)} \end{cases}$$

3. Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier :

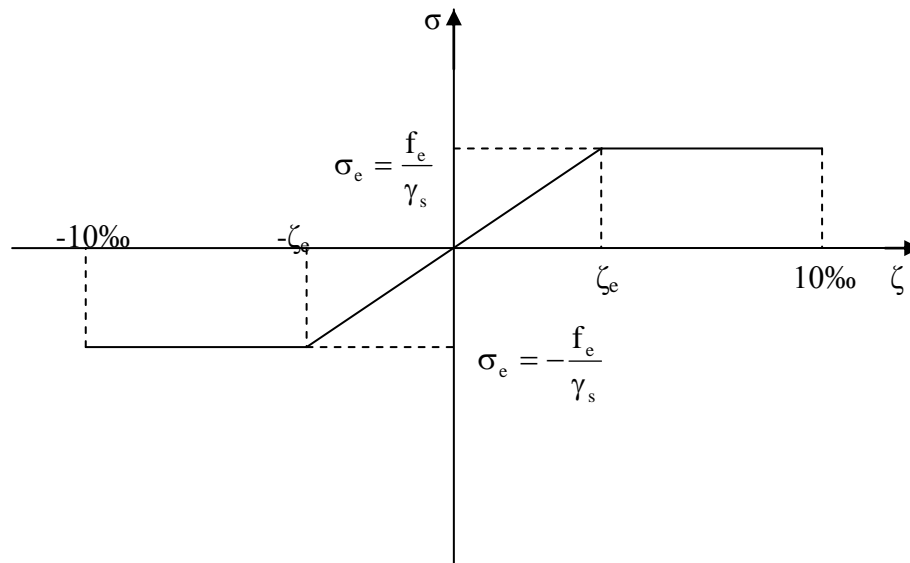


Fig.I.3 : Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier.

4. Protection des armatures : (BAEL91.Art A.7.1)

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

- $c \geq 1$ cm : si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- $c \geq 3$ cm : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- $c \geq 5$ cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...).

II. Pré dimensionnement et descente de charge

II.1. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.1.1. Les planchers:

Les fonctions essentielles des planchers sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs ;
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement ;
- L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.

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

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

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

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

$$L = 350 \text{ cm}$$

$$h_t = (350/22.5) = 15.55 \text{ cm.}$$

On adopte $h_t = 15.55 \text{ cm.}$ \longrightarrow Corps creux (16+4).

Avec : Epaisseur du corps creux : 16cm.

Epaisseur de la dalle de compression : 4cm.

II.1.2. Les poutres :

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

- | | | |
|--|---|--------------------|
| <ol style="list-style-type: none"> 1) Largeur: $b \geq 20\text{cm.}$ 2) Hauteur: $h \geq 30\text{cm.}$ 3) Le rapport: $\frac{h}{b} \leq 4.$ 4) $b_{\max} \leq 1.5h + b_1.$ | } | (RPA99. Art 7.5.1) |
|--|---|--------------------|

a. Poutres principales : Elles sont les poutres porteuses.

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

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

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

Chapitre II Pré dimensionnement et descente de charges

La largeur des poutres est déterminée par $0.4h \leq b \leq 0.7h$ $18\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}$.

On adopte : **b = 30 cm**.

La section des poutres principales est: $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

★ **Vérification des conditions du RPA**

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

$$h_t = 45 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1.5 < 4. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec : } L = 350 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } (350/15) \leq h \leq (350/10) \quad \longrightarrow \quad 23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm.}$$

On opte pour : **h = 35 cm**.

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

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \quad \text{on prend : } \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

★ **Vérification des conditions du RPA**

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

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

$$\frac{h_t}{b} = 1.16 < 4. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c. Poutres de chaînages : Elles sont parallèles aux poutrelles, elles portent un mur extérieur et la moitié d'un corps creux.

✓ **Hauteur :**

$$\text{On a } L = 280\text{cm}$$

$$280/15 \leq h_t \leq 280/10$$

$$18.66\text{cm} \leq h_t \leq 28\text{cm}$$

$$\text{On opte : } \mathbf{h_t = 30\text{cm}}$$

✓ **Largeur :**

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

$$10\text{cm} \leq b \leq 17.5\text{cm}$$

$$\text{On opte } \mathbf{b = 25\text{cm}}$$

★ Vérification des conditions sur RPA :

$$\left. \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \geq 20 \\ h/b = 1.2 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

Conclusion :Poutres principales : (30×45) cm².Poutres secondaires : (30×35) cm².Poutres de chaînages : (25×30) cm².**II.1.3. Les voiles :**

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

Selon le *RPA 99 ADDENDA2003*, Art 7.7.1 ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante: $L \geq 4 e_p$.

Avec : e_p : épaisseur des voiles.

L : portée min des voiles.

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

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

$$h_e = h_{\text{emax}} = \text{hauteur du RDC} = 4.08 - 0.20 = 3.86 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \frac{h_e}{20} = \frac{3.86}{20} = 19.35 \text{ cm} \Rightarrow e_p \geq 19.30 \text{ cm} \quad \text{on prend : } e_p = 20 \text{ cm.}$$

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

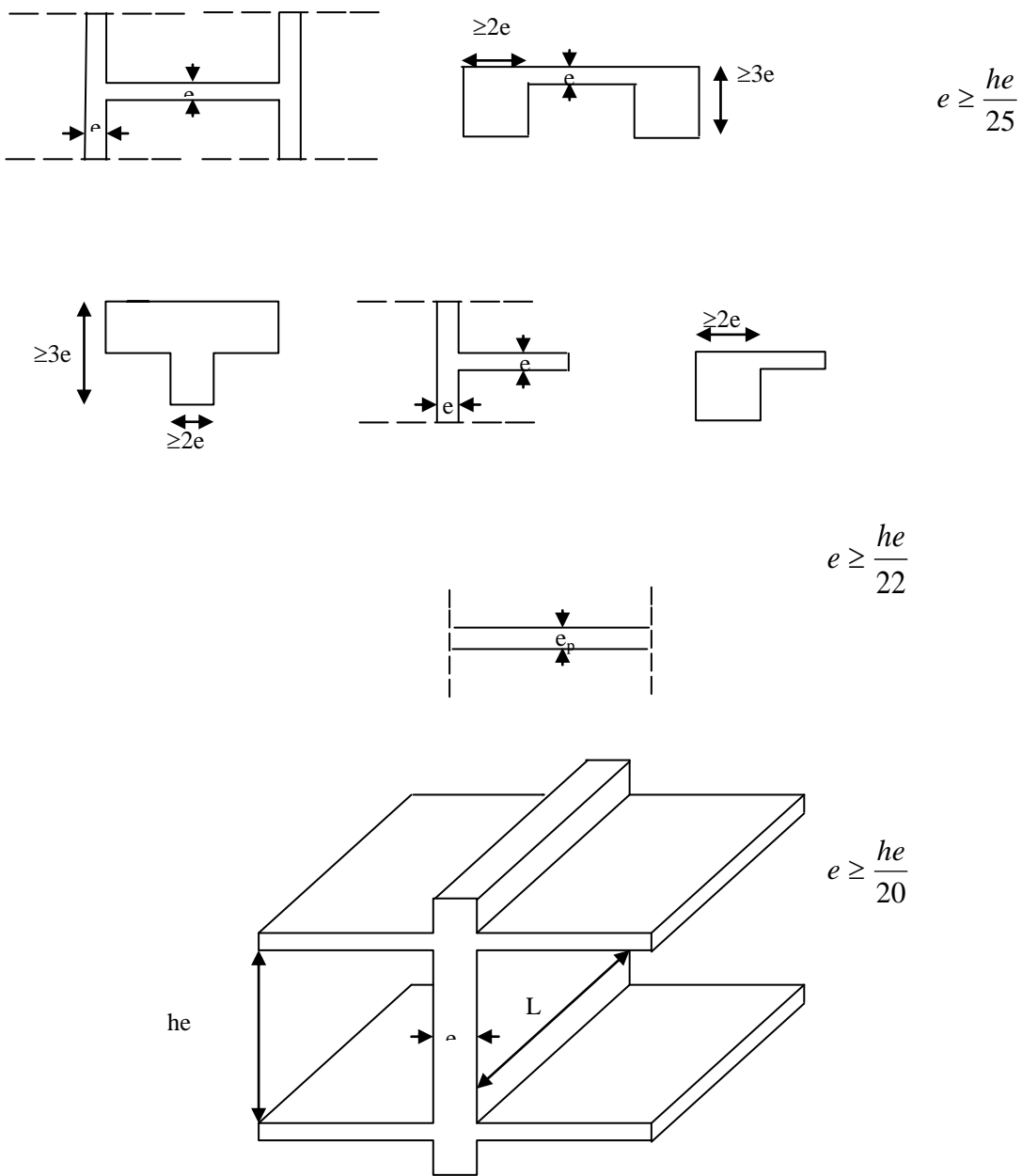


Fig.II.1. Coupe de voile en élévation.

II.1.4. Les poteaux :

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

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

N : Effort de compression repris par les poteaux.

S : Section transversale du poteau.

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation.

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

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

Selon le (RPA 99, A 7.4.I), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone I et II}_a$
- ✓ $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone III et II}_b$
- ✓ $\text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4.$

II.1.4.1. Détermination des charges et surcharges :

1. Charges permanentes :

1.1. Les planchers :

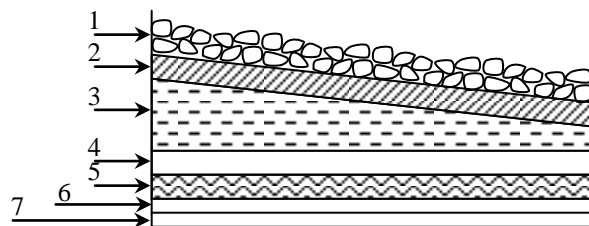


Fig.II.2. Coupe verticale d'un plancher terrasse.

a) Plancher terrasse

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Couche de gravillon	5	20	1.00
2	Étanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente en béton	8	22	1.76
4	Isolation thermique (liège)	4	4	0.16
5	Feuille de polyane	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux (16+ 4)	20	/	2.80
7	Enduit plâtre	2	10	0.20
G Total				6.05

b) Plancher d'étage courant

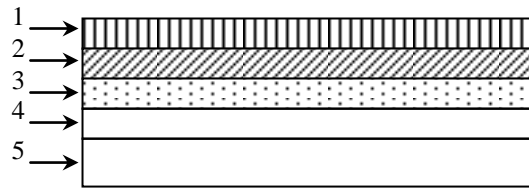


Fig .II.3. Coupe verticale d'un plancher étage courant - corps creux

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN / m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Plancher en corps creux	20	14	2.80
5	Enduit plâtre	2	10	0.20
6	Cloison en brique creuse	10	9	0.90
G Total				5.10

1.2. Les Murs :

a) Murs extérieurs

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à **30 cm**.

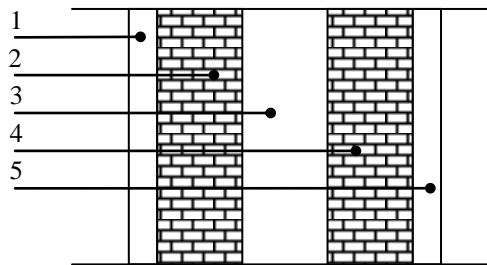


Fig.II.4. Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Enduit ciment	2	18	0.36
2	Briques creuses	10	9	0.9
3	Lame d'air	5	/	0.00
4	Briques creuses	10	9	0.90
5	Enduit plâtre	2	10	0.20
G Total				2.36

a) Murs de séparation entre 02 logements : en double cloison de 25 cm d'épaisseur

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	2	10	0.20
2	Briques creuses	10	9	0.90
3	Lame d'air	5	/	0.00
4	Briques creuses	10	9	0.90
5	Enduit plâtre	2	10	0.20
G Total				2.20

b) Murs intérieurs

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

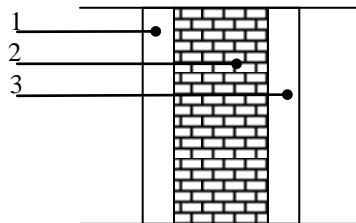


Fig.II.5. Coupe horizontale d'un mur de séparation.

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	2	10	0.20
2	Briques creuses	10	9	0.9
3	Enduit plâtre	2	10	0.20
G Total				1.30

❖ Porte à faux

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit Ciment	2	18	0.36
G Total				5.31

1.3. L'acrotère :

a) Calcul de son poids propre :

$$G = \left[(0.5 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + \left(0.03 \times \frac{0.2}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1.675 \text{ KN/m}^2.$$

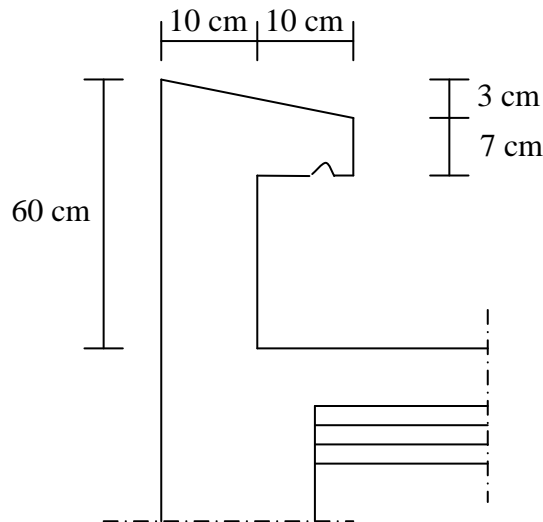


Fig. II.6. Dimensionnement de l'acrotère.

b) Les surcharges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit

- Plancher terrasse	$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation	$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2.$
- Plancher étage courant : à usage commercial	$Q = 4.00 \text{ KN/m}^2.$
- L'acrotère	$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$
- L'escalier	$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2.$

II.1.5. Loi de dégression des surcharges :

Les règles **BAEL** nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanété du chargement sur tous les planchers.

Q_0	Q_0	
Q_1	Q_0+Q_1	
Q_2	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2).$	
Q_3	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3).$	
Q_4	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4).$	
Q_5	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5).$	
Q_6	.	
Q_7	.	
Q_8	.	
Q_9	.	
Q_{10}	.	

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$

Fig. II.7. Loi de dégression des surcharges.

★ **Descente de charges :**

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

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

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

Avec : N : effort normal.

S : section de poteau.

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

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

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

★ **Surface revenant au poteau C3 :** (voir figII-3).

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

$S_1 = (2.10 \times 1.60) = 3.36 \text{ m}^2.$

$S_2 = (2.10 \times 1.60) = 3.36 \text{ m}^2$

$S_3 = (1.60 \times 1.85) = 2.96 \text{ m}^2.$

$S_4 = (1.60 \times 1.85) = 2.96 \text{ m}^2.$

$S_5 = (2 \times 0.3 \times 1.60) + (0.30 \times 1.85) + (0.30 \times 2.10) = 2.14 \text{ m}^2.$

$S = 14.78 \text{ m}^2.$

★ **Poids propre du plancher terrasse :**

$P_{pt} = G_t \times S = 6.05 \times 14.78 = 89.42 \text{ KN}.$

★ Poids propre du plancher étage courant :

$$P_{pc} = G_c \times S = 5.10 \times 14.78 = 75.38 \text{ KN.}$$

★ Poids des poutres :

- Poutres principales

$$P_{pp} = (0.30 \times 0.45 \times 4.25) \times 25 = 14.343 \text{ KN.}$$

- Poutres secondaires

$$P_{ps} = (0.30 \times 0.35) \times (3.50 - 0.30) \times 25 = 8.40 \text{ KN.}$$

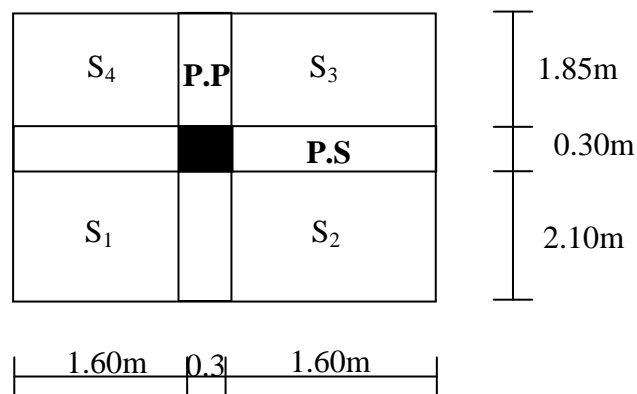


Fig II.8. Surface revenant au poteau C3.

Donc le poids des poutres : $P_{tot} = P_{p.p} + P_{p.s} \cdot \quad P_{tot} = 22.743 \text{ KN.}$

★ Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression :

$$S_{11} = Q_1 = 14.78 \text{ KN.}$$

$$S_{10} = Q_1 + Q_2 = 36.95 \text{ KN.}$$

$$S_9 = Q_1 + 0.95(Q_2 + Q_3) = 56.90 \text{ KN.}$$

$$S_8 = Q_1 + 0.90(Q_2 + Q_3 + Q_4) = 74.64 \text{ KN.}$$

$$S_7 = Q_1 + 0.85(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 90.16 \text{ KN.}$$

$$S_6 = Q_1 + 0.80(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 103.46 \text{ KN.}$$

$$S_5 = Q_1 + 0.75(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 114.54 \text{ KN.}$$

$$S_4 = Q_1 + 0.71(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 124.96 \text{ KN.}$$

$$S_3 = Q_1 + 0.68(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 135.38 \text{ KN.}$$

$$S_2 = Q_1 + 0.66(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 146.47 \text{ KN.}$$

$$S_1 = Q_1 + 0.65(Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 158.88 \text{ KN.}$$

Avec : Q_1 : surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible: $Q_1 = 1 \times 14.78 = 14.78 \text{ KN.}$

Q_2 à Q_{11} : surcharges d'exploitations du plancher étage courant : Q_2 à $Q_{11} = 1.5 \times 14.78 = 22.17 \text{ KN.}$

➤ **Tableau II.1 : descente de charges sur le poteau C3 :**

Niveau	KN								cm ²	
	plancher	poutre	poteau	G _{tot}	G _{cum}	Q	Q _{cum}	N=G _c +Q _c	S _{trouvée}	S _{adoptée}
11	89.42	22.743	0.00	112.163	112.163	14.78	14.78	126.943	84.63	30x30
10	75.38	22.743	6.88	98.123	210.286	36.95	51.73	262.016	174.67	30x30
9	75.38	22.743	6.88	98.123	308.409	56.90	108.63	417.039	278.02	30x30
8	75.38	22.743	6.88	98.123	406.532	74.64	183.27	589.802	393.20	30x30
7	75.38	22.743	6.88	98.123	504.655	90.16	273.43	778.085	518.72	30x30
6	75.38	22.743	6.88	98.123	602.778	103.46	376.89	979.668	653.11	30x30
5	75.38	22.743	6.88	98.123	700.901	114.54	491.43	1192.331	794.88	35x35
4	75.38	22.743	6.88	98.123	799.024	124.96	616.39	1415.414	943.60	35x35
3	75.38	22.743	6.88	98.123	897.147	135.38	751.77	1648.917	1099.27	35x35
2	75.38	22.743	6.88	98.123	995.270	146.47	898.24	1893.510	1262.34	40x40
1	75.38	22.743	9.18	98.123	1093.393	158.88	1057.12	2150.513	1433.67	40x40

★ **Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA**

- Min (b₁, h₁) ≥ 25 cm. → En zone I et II_a.
- Min (b₁, h₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$.

Les sections adoptées :

(40×40) cm² → pour le RDC et le 1^{er} étage.

(35×35) cm² → pour le 2^{ème}, 3^{ème}, et 4^{ème} étage.

(30×30) cm² → du 5^{ème} au 10^{ème} étage.

⇒ Les conditions du RPA sont vérifiées.

★ **Vérifications au flambement**

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

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

Avec : l_f : longueur de flambement (l_f = 0.7l₀).

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

l_0 : hauteur libre du poteau.

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

I : moment d'inertie ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}.$$

★ **Les vérifications**

- Pour le RDC et le 1^{er} étage (poteau 40×40) cm² : $l_0 = 3.63 \text{ m} \rightarrow \lambda = 22.00 < 50$.
- Pour le 2^{ème} au 4^{ème} étage (poteau 35×35) cm² : $l_0 = 2.61 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18.08 < 50$.
- Pour le 5^{ème} au 10^{ème} étage (poteau 30×30) cm² : $l_0 = 2.61 \text{ m} \rightarrow \lambda = 21.09 < 50$.

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

III. Calcul des éléments

III.1. Dalle de la salle machine :

Introduction :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, de surface égale à $(2.40 \times 1.63 = 3.912\text{m}^2)$ pouvant charger huit personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes.

La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge localisée centrée au milieu de panneau, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens :

$$M_{x1} = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

ν : Coefficient de Poisson

Avec : M_1, M_2 : Valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports

suivants :
$$\rho = \frac{L_x}{L_y}, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$$

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

u, v : dimensions du rectangle sur le qu'el s'applique la charge q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton.

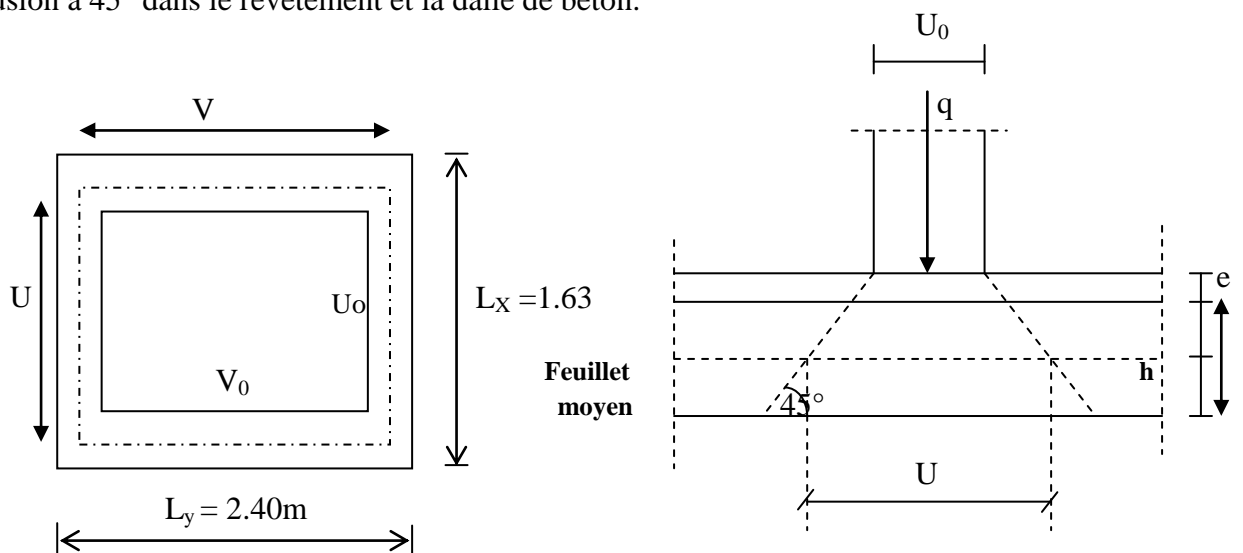


Figure III.1.1 : Schéma de la salle machine.

$$u = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$v = v_0 + k \cdot e + h_0$$

Avec : h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$).

e. épaisseur du revêtement(e=5cm).

K : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

u_0, v_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($u_0=v_0= 80$ cm).

D'où: $u = 80+2 \times 5+15= 105$ cm.

$v= 80+2 \times 5+15= 105$ cm.

III.1.1. Calcul des efforts :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{163}{240} = 0.7 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{163} = 0.6 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{240} = 0.4 \end{array} \right. \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

A partir des abaques de *PIGEAUD*, nous aurons:

$$M_1 = 0.108.$$

$$M_2 = 0.068.$$

❖ Calcul des moments M_{x1}, M_{y1} du système de levage :

A l'ELU:

$$V = 0 \implies M_{x1} = q_u M_1$$

$$M_{y1} = q_u M_2$$

Avec : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5$ KN/ml.

D'où: $M_{x1} = 121.5 \times 0.108 = 13.12$ N.m.

$M_{y1} = 121.5 \times 0.068 = 8.26$ KN.m.

❖ Calcul des moments au poids propre de la dalle :

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Avec : μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ .

$$\mu_x = 0.0707.$$

$$\mu_y = 0.408.$$

$q_u = 1.35G + 1.5 Q$.

- Poids de la dalle : $G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85$ KN/m².

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1.00) \times 1\text{m} = 8.0475 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{D'où: } M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 1.511 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{ox2} = 0.616 \text{ KN.m.}$$

❖ **Superposition des moments :**

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 13.12 + 1.511 = 14.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 8.26 + 0.616 = 8.87 \text{ KN.m.}$$

Remarque:

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient **0.85** et **0.3** aux appuis.

➤ **Moment en travée :** $M_t = 0.85M$

$$M_{xt} = 0.85M_{0x} = 12.435 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_{0y} = 7.539 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment aux appuis :** $M_a = -0.3M$

$$M_{xa} = -0.3M_{0x} = -4.389 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{0y} = -2.661 \text{ KN.m}$$

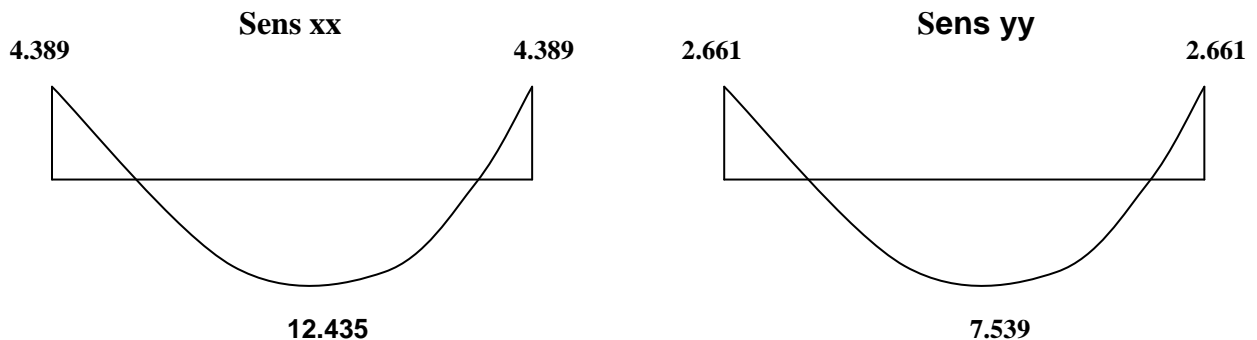


Figure III.1.2 : Les moments dans les 02sens.

III.1.2. Calcul de la section d'armature:

1. Sens x-x :

a. En travée :

– **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_{x,t}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,435 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.052}$$

On a : $\mu_b = 0.052 < \mu_l = 0.392$

$$\mu_b = 0.052 \Rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_t = \frac{M_{x,t}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{12,435 \times 10^3}{0.973 \times 13 \times 348} = \mathbf{2.82 \text{ cm}^2}$$

On opte pour $A_t = \mathbf{4HA10/ml} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$ avec $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$.

b. Aux appuis :

– **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,389 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.018}$$

On a : $\mu_b = 0.018 < \mu_l = 0.392$

$$\mu_b = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{4,389 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = \mathbf{0.978 \text{ cm}^2}$$

On opte pour $A_a = \mathbf{4HA8/ml} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$ avec $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$.

2. Sens y-y :

a. En travée :

– **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,539 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.03}$$

On a : $\mu_b = 0.03 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$

$$\mu_b = 0.03 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{7,539 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = \mathbf{1.69 \text{ cm}^2}$$

On opte pour $A_t = \mathbf{4HA10/ml} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$ avec $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$

b. Aux appuis :

– **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,661 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.011}$$

On a : $\mu_b = 0.011 < \mu_l = 0.392$

$$\mu_b = 0.011 \Rightarrow \beta = 0.922$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{2,661 \times 10^3}{0.922 \times 13 \times 348} = 0.637 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.1.3. Vérification à l'ELU :

1. Diamètre minimaux des barres :

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$

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

Or : $\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

2. Ecartement des barres (Art A82.42, BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge répartie doit être :

Armatures // à l_x : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$.

$25 < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Armatures // à l_y : $S_t = 25 \text{ cm} < (4h, 45 \text{ cm})$.

$25 < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

3. Condition de non fragilité (Art A421, BAEL 91) :

$$A \geq A_{\min} = \rho \times s = \frac{\rho_0 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)}{2} \times b \times h = \frac{0.0008 \times (3 - 0.679)}{2} \times 100 \times 15 = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.39 \text{ cm}^2 .$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.39 \text{ cm}^2 . \} \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

4. Condition de non poinçonnement :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.2.42}).$$

Avec : U_c : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4.2 \text{ m}.$$

N_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$N_u = 121.5 < 0.045 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 4.2 = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

5. Contrainte tangentielle :

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U} \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{2U + V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de V} \Rightarrow T_{\max} = \frac{p}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{38.57}{1 \times 0.13} = 296.7 \text{ KN/m}^2 = 0.29 \text{ MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa.}$$

Alors aucune armature de l'effort tranchant n'est réeuse.

III.1.4. calcul à l'ELS:

1. Moments engendrés par le système de levage :

$$M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2).$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1)$$

$$\text{Avec : } q_s = G = 90 \text{ KN.}$$

$$v = 0.2.$$

$$\text{Donc : } M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0.108 + 0.2 \times 0.068) = 10.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0.068 + 0.2 \times 0.108) = 8.064 \text{ KN.m}$$

2. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1.00 = 5.85 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ox2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0707 \times 5.85 (1.63)^2 = 1.098 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy2} = \mu_y M_{ox2} = 0.408 \times 1.098 = 0.447 \text{ KN.m.}$$

3. Superposition des moments :

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 10.94 + 1.098 = 12.038 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 8.064 + 0.447 = 8.511 \text{ KN.m.}$$

Remarque:

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

❖ **Moment en travée :** $M_t = 0.85M$

$$M_{xt} = 0.85M_{0x} = 10.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_{0y} = 7.23 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment aux appuis : $M_a = -0.3M$**

$$M_{xa} = -0.3M_{0x} = -3.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{0y} = -2.55 \text{ KN.m}$$

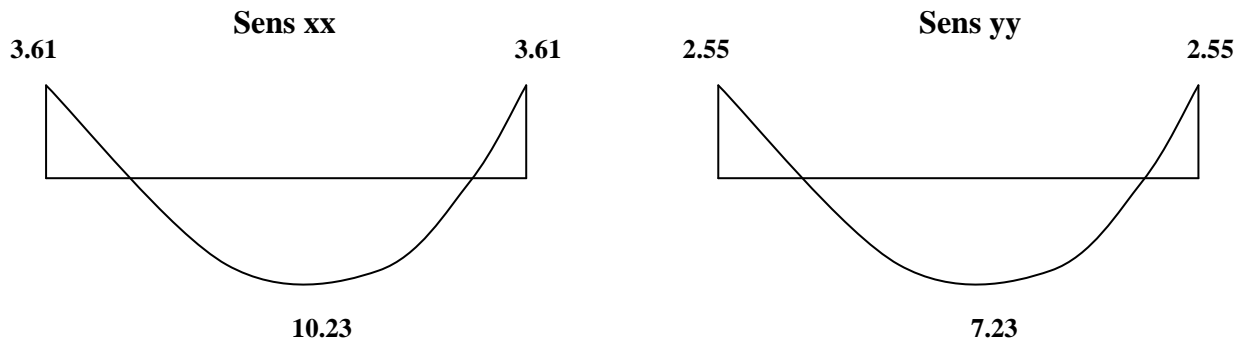


Figure III.1.3 : Les moments dans les 02 sens.

III.1.5. Vérification à L'ELS :

1. Contrainte de compression dans le béton :

a. *Sens x-x* :(sens le plus défavorable) :

• **Aux appuis :**

$$M_a = 3.61 \text{ KN.m.}$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad \Rightarrow \quad k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.61 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 141.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 141.27 = 2.26 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$M_t = 10.23 \text{ KN.m.}$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{10.23 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 272.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 272.10 = 5.442 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens.

2. Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Ferraillage :** on a le même ferraillage dans les deux sens.

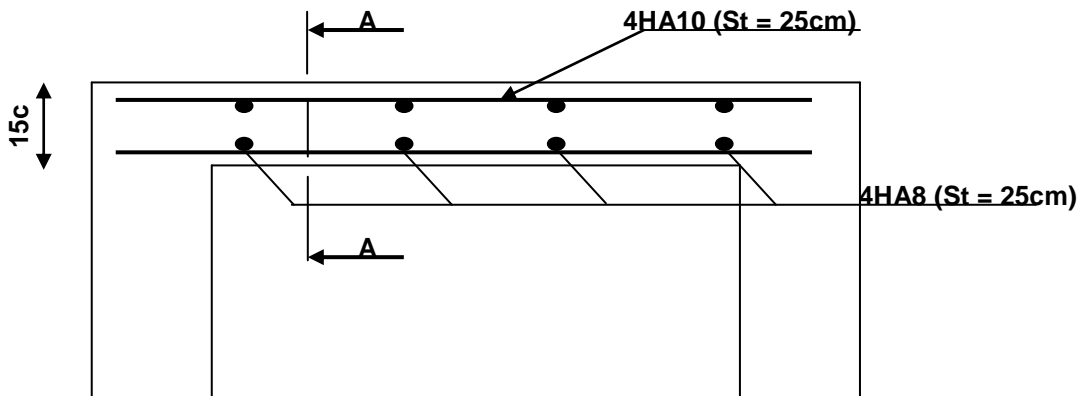


Figure III.1.4 : Plan de ferraillage de la dalle de la salle machine.

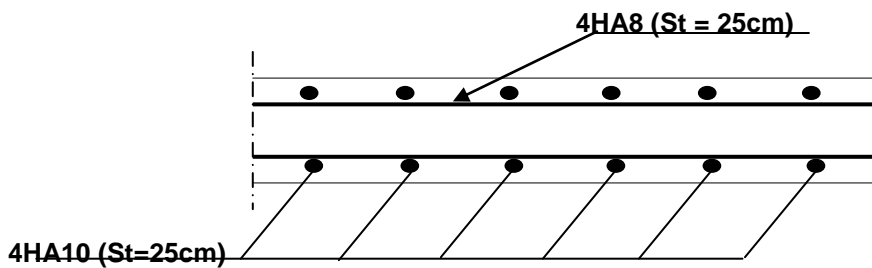


Figure III.1.5 : Coupe A-A

III.2. Les escaliers :

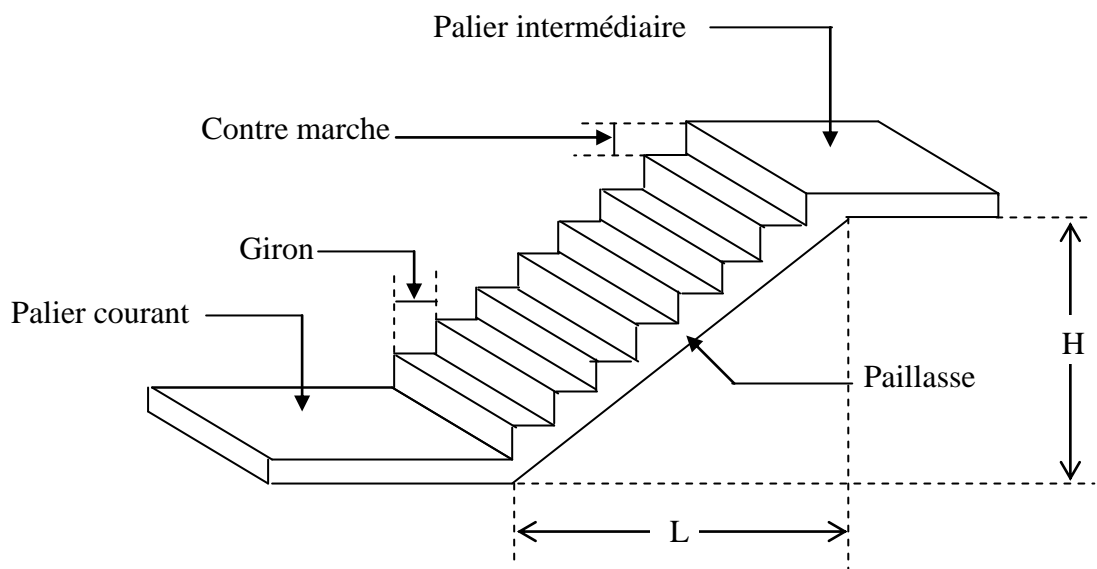
Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une construction, notre bâtiment comporte une seul cage d'escalier de type droite avec deux volées et un palier intermédiaire.

Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armée et coulée sur place.

III.2.1. Pré dimensionnement de l'escalier :

1. Présentation schématique :



FigIII.2.1 : schéma de l'escalier

➤ Notations utilisées

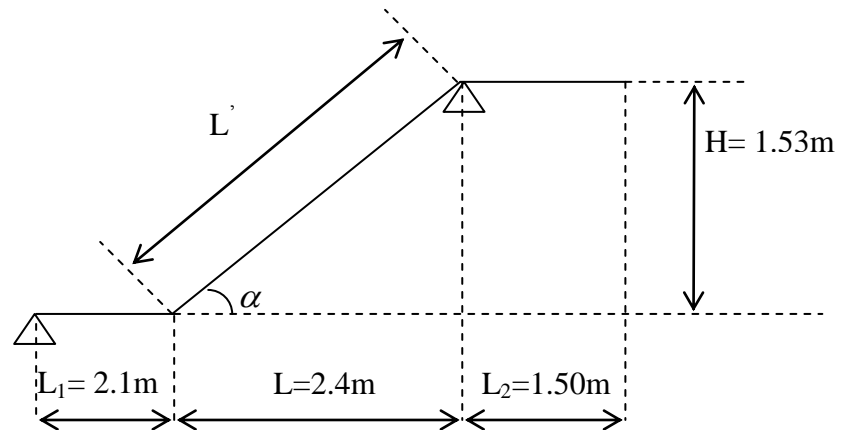
g : giron

h : hauteur de la contre marche

e_p : épaisseur de la paillasse

H : hauteur de la volée

L : longueur de la volée projetée



FigIII.2.2 : schéma statique

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de **BLONDEL**: $60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$.

Il porte deux paliers et une paillasse.

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

n: nombre de contres marches.

(n-1): nombre de marches.

$n = 306 / 17 = 18$ soit 18 contre marche.

On opte pour **18** contre marche soit **9** contres marches pour chaque volée.

Calcul de la nouvelle hauteur de marche : $h = 153 / 9 = 17\text{cm}$.

Nombre de marches: $n - 1 = 8$

Nombre de contres marches: $n = 9$

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$

Le giron: $g = L / n - 1 = 240 / 8 = 30\text{cm}$

2. Vérification de la loi de BLONDEL :

$$60 \leq 2h + g \leq 66$$

$$60 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \Rightarrow 60 \leq 64 \leq 66 \Rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

3. Dimensionnement de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \frac{L}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32,52} = 284,63 \text{ cm}$$

- **Longueur de la paillasse :**

$$L_0 = L_1 + L' = 210 + 284.63 = 644,63 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow \frac{644.63}{30} \leq e_p \leq \frac{644.63}{20} \Rightarrow 18.85 \leq e_p \leq 28.28$$

On opte pour une épaisseur **ep=20cm**

III.2.2. Détermination des sollicitations :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse ; on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse.

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

1. Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- **La volée :**

Eléments	Epaisseur (m)	Poids en KN/m ²
Poids propre des marches	0.17	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
Poids propre de la paillasse	0.20	$\frac{25 \times 0.20}{\cos 32.52} = 5.93$
Revêtement en carrelage	0.02	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	0.02	$22 \times 0.02 = 0.44$
Couche de sable	0.02	$18 \times 0.02 = 0.36$
Garde-corps	0.15	$22 \times 0.15 = 0.33$
		G_v=9.625

- *Le palier :*

Eléments	Poids en KN/m ²
Poids propre de palier	5.00
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Couche de sable	0.36
Enduit ciment	0.33
G_p = 6,57	

Surcharges d'exploitation **Q = 2,5 KN/m².**

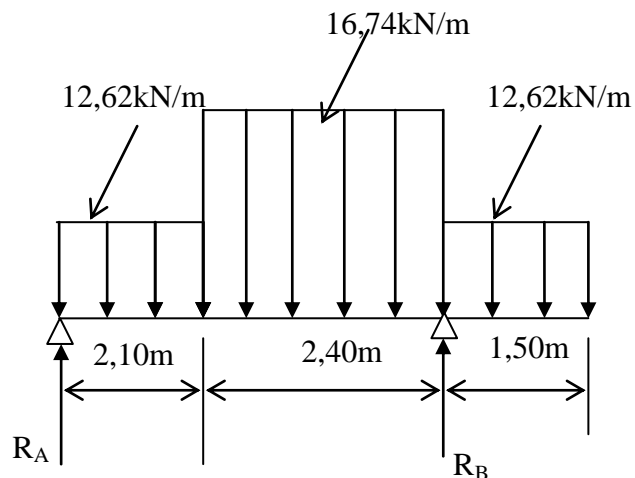
❖ **Combinaison des charges :**

- **A l'ELU :** $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1m$
 - Volée : $q_u = (1,35 \times 9,625 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 16,74 \text{ KN/m}$
 - Palier : $q_u = (1,35 \times 6,57 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,62 \text{ KN/m}$
- **A l'ELS :** $q_s = (G + Q) \times 1m$
 - La volée : $q_s = (9,625 + 2,5) \times 1 = 12,12 \text{ KN/ml}$
 - Le palier : $q_s = (6,57 + 2,5) \times 1 = 9,07 \text{ KN/m}$

III.2.3. Calcul des efforts internes :

1. A l'ELU :

a. réaction d'appuis :



D'après les formules de RDM :

$$R_A = 27,87 \text{ KN}$$

$$R_B = 57,73 \text{ KN}$$

b. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

b. 1. Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 2,10	T = -12,62x + 27,87	0	27,87
		2,10	1,36
2,10 ≤ x ≤ 4,50	T = -16,74x + 36,52	2,10	1,36
		4,5	-38,81
4,50 ≤ x ≤ 6,00	T = -12,62x + 75,72	4,5	18,92
		6,00	0

b.2. Moments fléchissant :

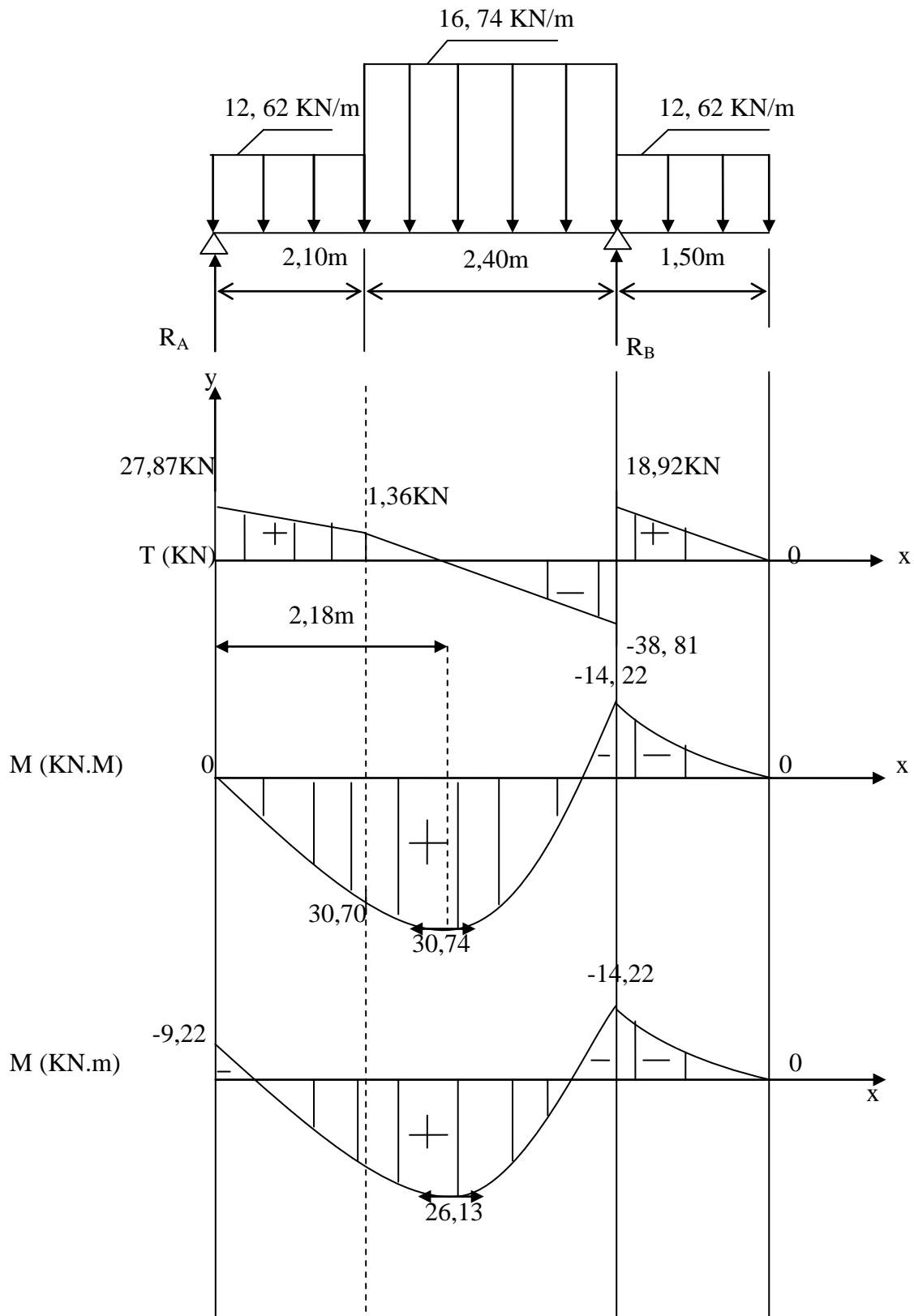
Tronçon	Expression	X (m)	M _Z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2,10	$M = -12,62 \frac{x^2}{2} + 27,87x$	0	0
		2,10	30,70
2,10 ≤ x ≤ 4,5	$M = -8,37(x - 2,10)^2 + 1,36x + 27,827$	2,10	30,70
		4,50	-14,22
0 ≤ x ≤ 1,5	$M = -12,62 \frac{x^2}{2}$	1,50	-14,22
		0	0

Le moment M_Z(x) est maximal pour la valeur de x = 2,18m d'où M_Z^{max} = 30,74KN.m.

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

- **Aux appuis :** $M = -0,3 \times M_a^{\max} = -0,3 \times 30,74 = -9,22 \text{ KN.m.}$
- **En travée :** $M = 0,85 \times M_t^{\max} = 0,85 \times 30,74 = 26,13 \text{ KN.m}$

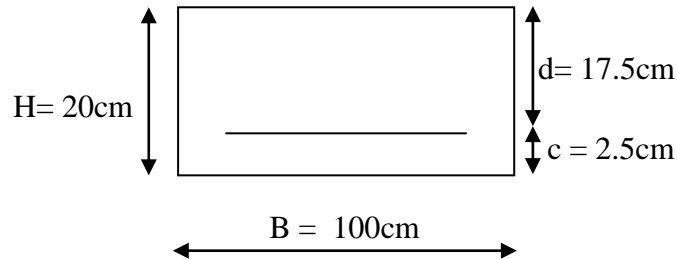


FigIII.2.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELU.

III.2.4. Calcul des armatures :

Calcul des armatures en flexion simple pour une bande de 1m, $d = 18\text{cm}$.

T_y (KN)

**1. Aux appuis :****a. Appuis A :**

$$M_a = 9,22 \text{ KN.m}$$

- Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9,22 \times 10^3}{100 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,021 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,22 \times 10^3}{0,990 \times 17,5 \times 348} = 1,53 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 5HA12 = $5,65 \text{ cm}^2$ ($St = 20 \text{ cm}$)

- Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA8 = $2,01 \text{ cm}^2$ ($St = 25 \text{ cm}$).

b. Appuis B :

$$M_b = 14,22 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{Mb}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,22 \times 10^3}{100 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,032 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$Ab = \frac{Mb}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14,22 \times 10^3}{0,984 \times 17,5 \times 348} = 2,37 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 5HA12 = 5,65 cm² (St = 20cm)

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA8 = 2,01 cm² (St = 25cm.).

2. En travée :

$$M_t = 30,74 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{30,74 \times 10^3}{100 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,070 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,070 \Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{30,74 \times 10^3}{0,964 \times 17,5 \times 348} = 5,23 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 5HA12 = 5,65 cm² (St = 20cm).

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA8 = 2,01 cm² (St = 25cm).

III.2.5. Vérification à L'ELU :**1. Condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,11 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Ecartement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91)

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

▪ **Armatures principales :**

$$St \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(60; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{travée } St = 20 \text{ cm} \\ \text{appuis } St = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Armatures de répartitions :**

$$St \leq \min(4h; 45 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(100; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{travée } St = 25 \text{ cm} \\ \text{appuis } St = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :❖ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$Vu^{\max} < \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9d \times b}{\gamma_b}$$

$$Vu^{\max} < \frac{0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times 0,175}{1,5} = 1050 \text{ KN}$$

$$Vu^{\max} = 38,81 \text{ KN} < 1050 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4. Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{Vu^{\max}}{0,9 \times d \times \sum Ui} \leq \overline{\tau}_{se}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\sum Ui = n \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$Vu^{\max} = 38,81 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{38,81 \cdot 10^3}{0,9 \times 175 \times 188,40} = 1,30 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,30 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} < \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min (3,30; 4 \text{ Mpa}) = 3,30 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{38,81 \cdot 10^3}{1000 \times 175} = 0,221 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,221 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3,30 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.6. Ancrage des barres :

Longueur de scellement doit être :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (\psi_s)^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \times \tau_s} \phi$$

$$L_s = \frac{400}{4 \times 2,835} \phi = 35,27 \phi$$

$$L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,32 \text{ cm}$$

Largeur fixée forfaitairement à $0,4L_s$

$$L = 0,4L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm}$$

On prend $L_a = 17 \text{ cm}$

III.2.7. Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELS :

1. Combinaison des charges :

A L'ELS : $q_s = (G+Q) \times 1 \text{ m}$

- Volée : $q_s = (9,625+2,5) = 12,12 \text{ KN/m}$
- Palier : $q_s = (6,57+2,5) = 9,07 \text{ KN/m}$

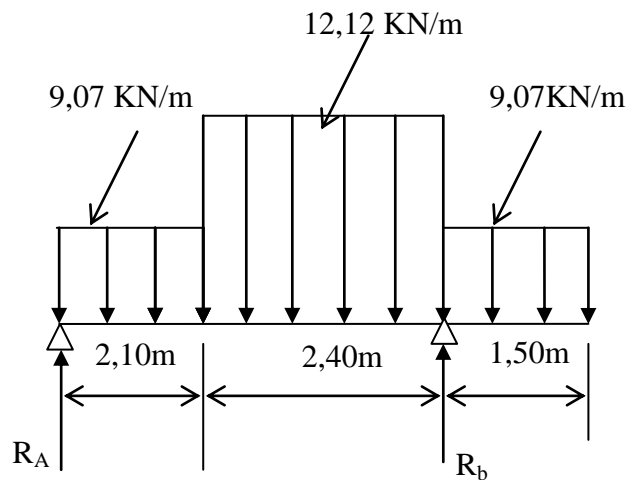
2. Calcul des efforts internes :

a. Réaction d'appuis :

D'après les formules de RDM

$$R_A = 20,09 \text{ KN}$$

$$R_B = 41,65 \text{ KN}$$



b. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

b. 1. Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 2,10$	$-9,07x + 20,09$	0	20,09
		2,10	1,04
$2,10 \leq x \leq 4,50$	$-12,12x + 26,49$	2,10	1,04
		3,5	-28,05
$0 \leq x \leq 1,5$	$9,07x$	1,5	13,60
		0	0

b.2. Moments fléchissant :

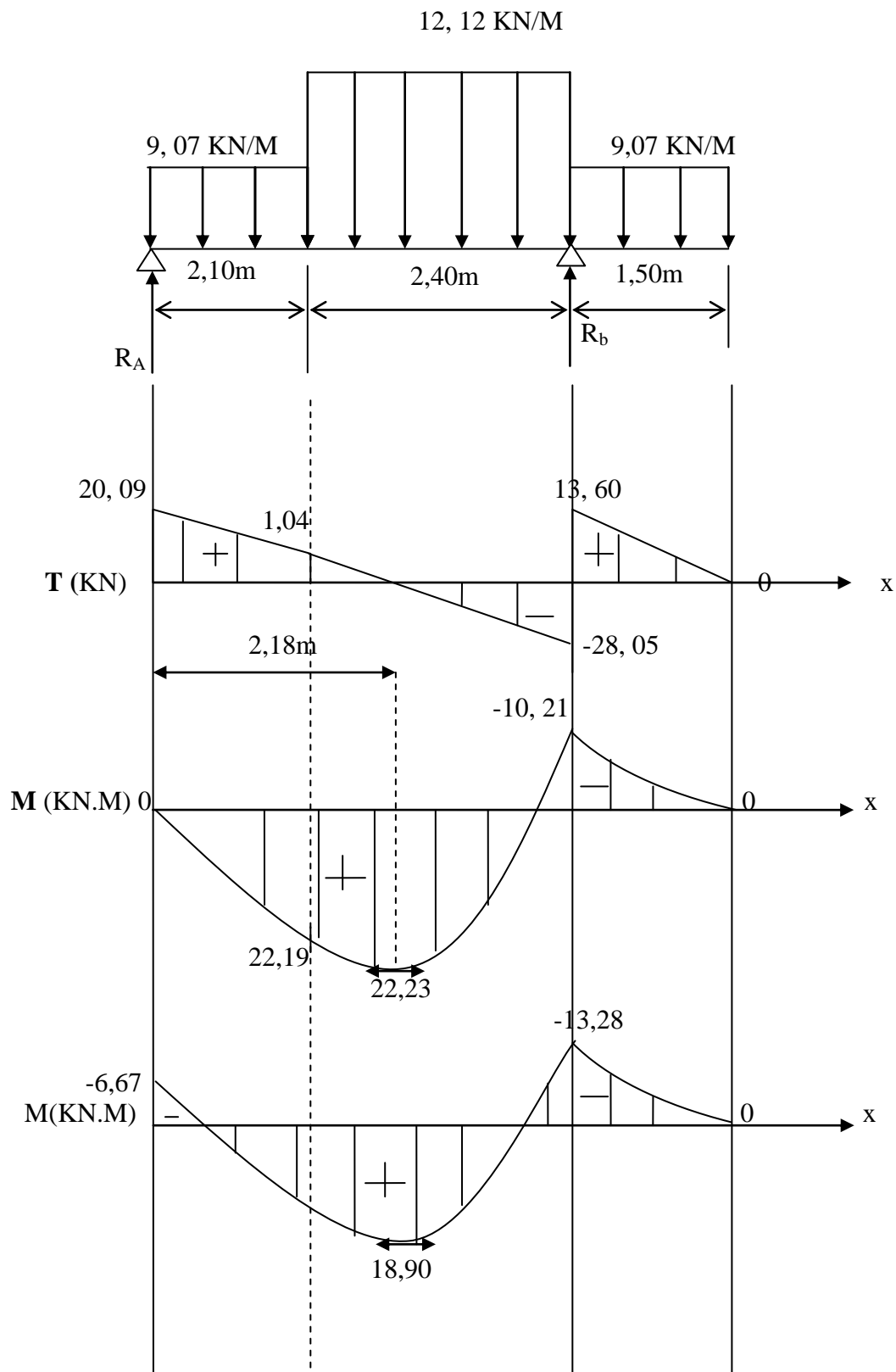
Tronçon	Expression	X (m)	M _Z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2,10	$-9,07 \frac{x^2}{2} + 20,09x$	0	0
		2,10	22,19
2,10 ≤ x ≤ 4,50	$-6,06(x - 2,10)^2 + 1,043x + 20$	2,10	22,19
		4,50	-10,21
0 ≤ x ≤ 1,50	$-9,07 \frac{x^2}{2}$	1,5	-10,21
		0	0

Le moment M_Z (x) est maximal pour la valeur de x = 2,18 m d'où M_Z^{max} = 22,23 KN.m.

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

- **Aux appuis :** M = -0.3 × M_Z^{max} = - 0.3 × 22,23 = -6,67 KN.m
- **En travée :** M = 0.85 × M_Z^{max} = 0.85 × 22,23 = 18,90 KN.m



FigIII.2.4: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELS.

III.2.8. Vérification à L'ELS :

1. Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6f_{c28} = 15Mpa$

❖ *Aux appuis :*

$$A_a = 5,65cm^2$$

$$\rho = \frac{100A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17,5} = 0,322$$

$$\rho = 0,322 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,911 \\ K = 0,024 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6,67 \times 10^3}{5,65 \times 0,911 \times 17,5} = 74,05Mpa$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,024 \times 74,05 = 1,77Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 1,77Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ *En travée :*

$$A_t = 5,65cm^2$$

$$\rho = \frac{100A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17,5} = 0,322$$

$$\rho = 0,322 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,911 \\ K = 0,024 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{18,90 \times 10^3}{5,65 \times 0,911 \times 17,5} = 209,82Mpa$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,024 \times 209,82 = 5,03Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 5,03Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la flèche :

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad L : \text{portée libre est égale a} 450 \text{ Cm.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} \quad Mt : \text{moment max en travée a L'ELS.}$$

Mo :

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,20}{Fe} \quad A : \text{section des armatures est égale à :}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0,044 < \frac{1}{16} \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

avec :

$$q_s = \max(q^1_s; q^2_s; q^3_s) = \max(9,07; 12,12; 9,07) = 12,12 \text{ KN/ml}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.²

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 17,5$$

$$S_{xx} = 20000 + 1483,125 = 21483,12 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$$

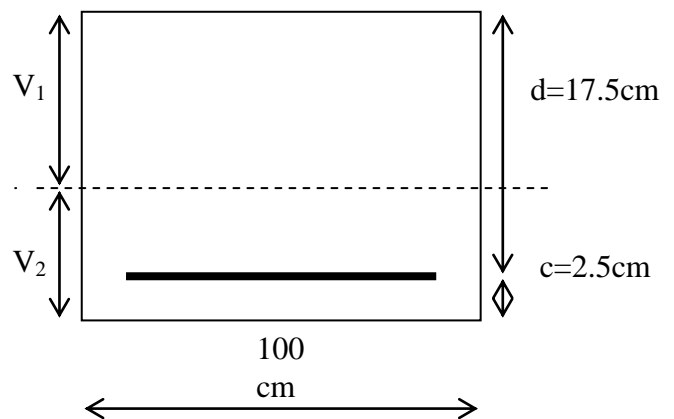
$$B_0 = (100 \times 20) + (15 \times 5,65)$$

$$B_0 = 2084,75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{21483,12}{2084,75} = 10,30 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,30 = 9,70 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :



$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_r(V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{100}{3}((10,30)^3 + (9,70)^3) + 15 \times 5,65(9,70 - 2,5)^2$$

$$I = 66846,66 + 4393,44$$

$$I = 71240,1 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12,12 \cdot 10^3 \times (4,50)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 71240,1 \times 10^{-8}} = 0,0084 \text{ m} = 0,84 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0,90 \text{ cm}$$

$$f = 0,84 \text{ cm} < \bar{f} = 0,90 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3. Calcul de la poutre palière :

Introduction :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh) . Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux.

III.3.1. Pré dimensionnement :

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

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

- Avec :**
- h : hauteur de la poutre ;
 - b : largeur de la poutre ;
 - L : portée maximum entre nus d'appuis.

$$L=240 \text{ cm}$$

$$\frac{240}{15} \leq h \leq \frac{240}{10} \Rightarrow 16\text{cm} \leq h \leq 24\text{cm} \quad ;$$

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

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} \quad ;$$

$$\text{On opte pour : } \mathbf{b = 25 \text{ cm.}}$$

❖ Vérification des conditions sur RPA :

$$\left. \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.20 < 4 \end{array} \right\} \text{ Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

❖ Section adoptée :

Poutre palière \Rightarrow (25x30) cm²

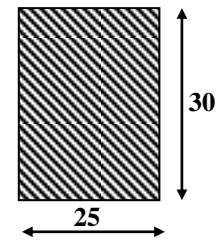


Fig. III.3.1 : pré dimensionnement de la poutre palière.

III.3.2. Détermination des charges :

Poids propre de la poutre : $0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,87 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à l'ELU : $T_U = 57,73 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à l'ELS : $T_S = 41,65 \text{ KN/ml}$

III.3.3. Combinaison de charges :

ELU : $q_u = 1.35 G + \frac{2T_u}{L} = 1.35 \times (1.5) + \frac{(2 \times 57,73)}{2,40}$

$q_u = 50,13 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 1.5 + \frac{(2 \times 41,65)}{2,40}$

$q_s = 36,20 \text{ KN/ml}$

III.3.4. Calcul des efforts à l'ELU:

1. Moment isostatique :

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{50,13 \times 2,40^2}{8} = 36,09 \text{ KN.m}$$

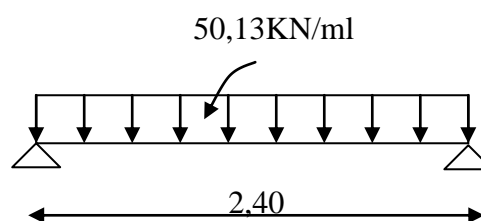


Fig. III.3.2. Schéma statique.

2. Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{50,13 \times 2,40}{2} = 60,15 \text{ KN}$$

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

- Sur appuis : $M_a = -0.3 \times M_u^{\max} = -0.3 \times 36,09 = -10,82 \text{ KN.m}$

- En travée : $M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 36,09 = 30,67 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

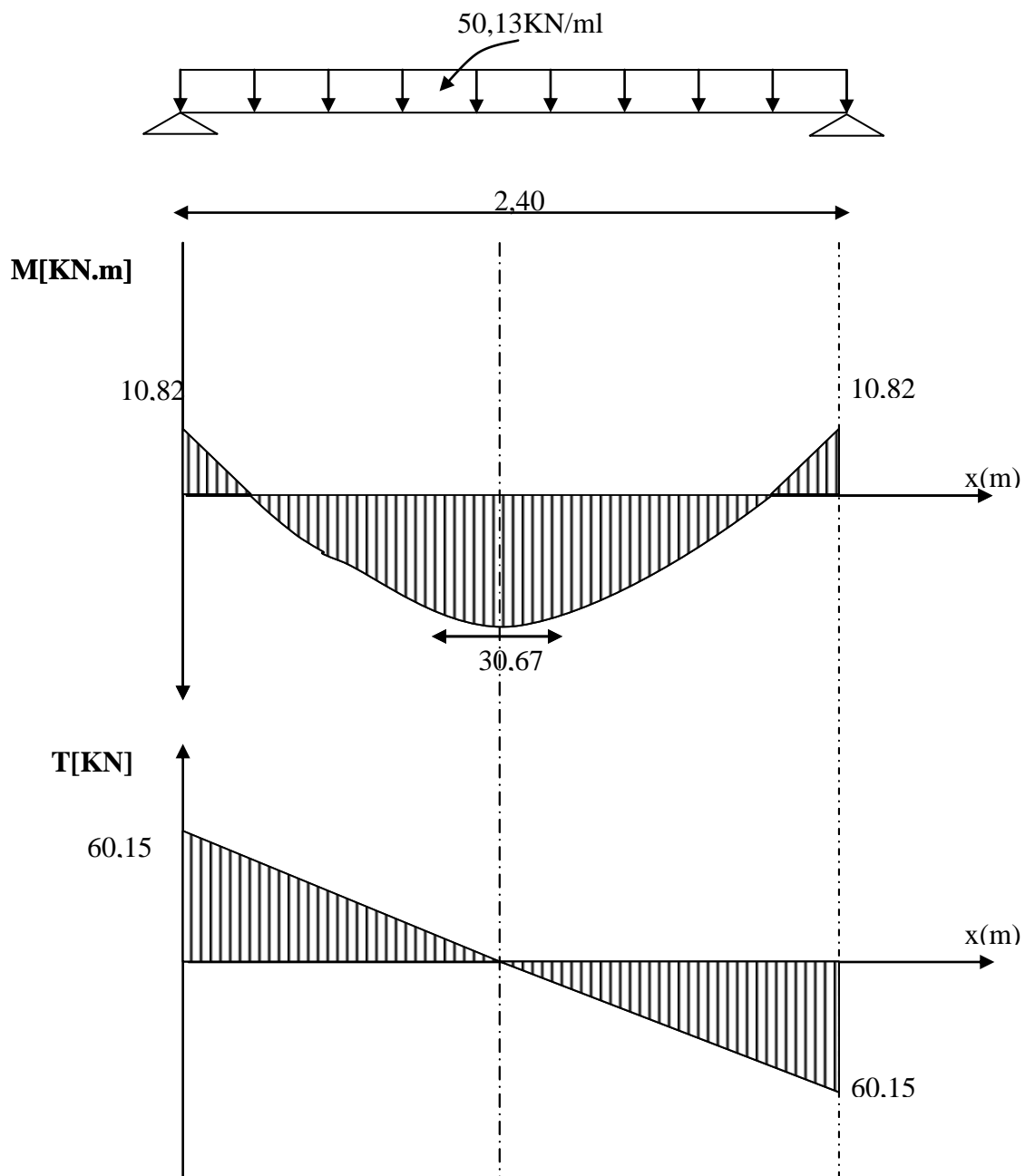


Fig III.3.3 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant.

III.3.5. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- $\mathbf{Ma_{max} = 10,82 \text{ Kn.m}}$
- $\mathbf{Mt_{max} = 30,67 \text{ Kn.m}}$

❖ En travée :

Le moment max en travée est : $\mathbf{Mt_{max} = 30,67 \text{ Kn.m}}$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{30,67 \times 10^5}{25 \times 27,5^2 \times 14,2 \times 100}$$

$$\mu = 0,114 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,114 \Rightarrow \beta = 0,939$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{30,67 \times 10^5}{0,939 \times 27,5 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 3,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $\mathbf{3 \text{ HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2}$.

❖ Aux appuis :

Le moment max aux appuis est : $\mathbf{Ma_{max} = 10,82 \text{ Kn.m}}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,82 \times 10^5}{25 \times 27,5^2 \times 14,2 \times 100}$$

$$\mu = 0,040 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,82 \times 10^5}{0,980 \times 27,5 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1,15 \text{ cm}^2$$

Soit : $\mathbf{3 \text{ HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2}$.

❖ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003)....[2]

Le *pourcentage total minimum* des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_s \text{ total} = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = \mathbf{8,01 \text{ cm}^2} > 0,005 \times b \times h = \mathbf{3,75 \text{ cm}^2} \longrightarrow \text{c. v}$$

III.3.6. Vérification à l'ELU :

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

▪ En travée :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 25 \times 27,5 = 0.83 \text{cm}^2$$

$$A_{ad} = 4.62 \text{cm}^2 > 0,83 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark \text{ c.v}$$

▪ Aux appuis :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 25 \times 27,5 = 0.83 \text{cm}^2$$

$$A_{ad} = 3.39 \text{cm}^2 > 0.83 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark \text{ c.v}$$

2. Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)..... [2]

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

On doit vérifier que :

✓ Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0,2 \frac{f_c}{\gamma_B} \right) ; 5 \text{MPa} \right\} \text{ Donc : } \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa.}$$

✓ Calcul de τ_u :

$$V_{max} = 60,15 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{60,15 \times 10^3}{250 \times 275} ;$$

Donc : $\tau_u = 0,87 \text{ Mpa}$.

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \checkmark$$

3. Entraînement des barres : (Art.A.6.1, 3 / BAEL91).... [2]

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

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

❖ **Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:**

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$; Avec : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).
 $\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$.

❖ **Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.
 $\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 12 = 113.1 \text{ mm}$
 $\tau_{se} = \frac{60,15 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 113,1}$ Donc : $\tau_{se} = 2,14 \text{ Mpa}$.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \checkmark \text{ c.v}$$

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

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

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

❖ **Calcul de τ_{su} :**

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

$$L_s^1 = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

$$L_s^2 = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.61 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal. D'après le **BAEL 91**, la longueur nécessaire pour les aciers HA est $L_s = 0.4 L_s = 18 \text{ cm}$.

5. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

❖ **Appuis de rive : (Art 5.1.1312 / BAEL91),..... [2]**

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{60,15 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 1,72 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopt}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.**

6. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)..... [2]

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 60,15 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 275} = 1,94 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \sqrt{C.V}$$

7. Calcul des armatures transversales :

❖ Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91)..... [2]

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{300}{35}, 12, \frac{250}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en **ϕ8**; Donc: **A_t = 2.01 cm²**.

➤ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :(Art.A.5.1, 232 / BAEL91) [2].

$$S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(0,87 - 0,3 \times 2.1) 1.15 \times 25} = 105 \text{ cm}$$

Le béton parvient lui seul à reprendre les efforts de traction du au cisaillement. Cependant nous allons adopter des armatures transversales avec un espacement déterminé à partir des règlements.

❖ Espacement max des armatures transversales : Art A.5.1, 22 / BAEL91.... [2]

$$S_{t \max} \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(24,75 ; 40 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$$

❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003)..... [2]

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left(\left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,2 \right\} \right) = \min (8.5 ; 14,4 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min (25 ; 8.5) = 8 \text{ cm.}$$

On opte pour **S_{t max} = 10 cm**.

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm.}$$

Soit : $S_{t\text{max}} \leq \min(25\text{ cm} ; 15\text{cm})=15\text{cm}$

On opte pour $S_{t\text{max}}=15\text{cm}$

❖ **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_{\text{min}} = 0.003 S_t \times b$$

$$A_{\text{min}} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$ du RPA √. **c.v**

❖ **Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1, 22 / BAEL91)....[2]**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4 b s_t}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,4 \times 25 \times 15}{400} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$ du BAEL √. **c.v**

III.3.7. Vérification à l'ELS :

❖ **Combinaison de charges à l'ELS :**

$$ELS \quad q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 1.5 + \frac{(2 \times 41,65)}{2,40}$$

$$q_s = 36,20 \text{ KN/ml}$$

1. Diagramme des efforts internes à l'ELS :

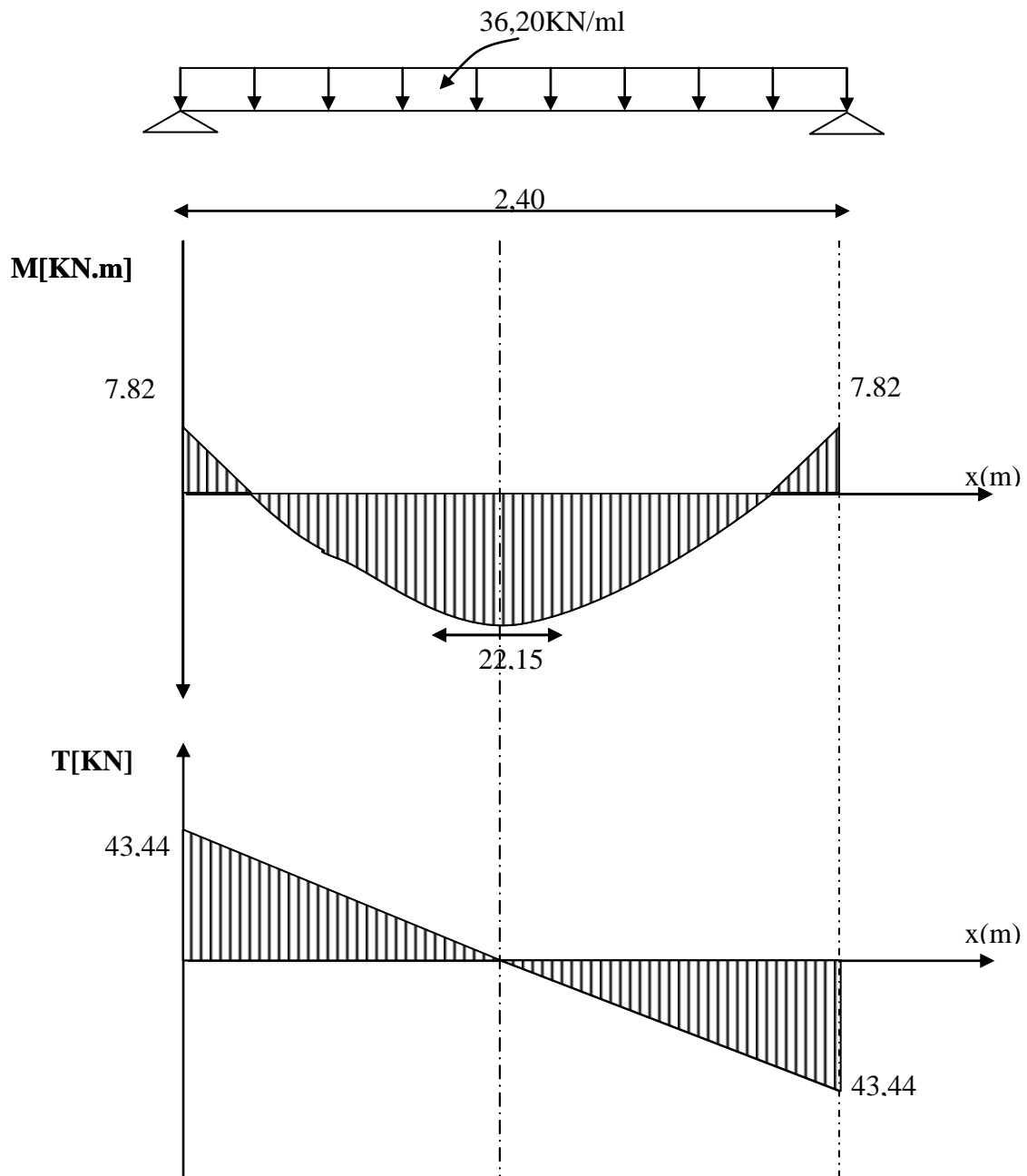


Fig III.3.4 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELS.

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

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

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

❖ En travée :

- Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} ;$$

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa} \quad \beta : \text{En fonction de } \rho$$

$\eta = 1,6$: Pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$: Pour les barres rondes lisses (RL).

A.N:

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{25 \times 27,5} \times 100 = 0,672$$

$$\rho_1 = 0,672 \Rightarrow k_1 = 26,67 \text{ et } \beta_1 = 0,880$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{22,15 \times 10^6}{0,880 \times 275 \times 462} ; \text{ Donc } \sigma_{st} = 198,11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 198,11 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \checkmark. \text{ c.v}$$

- Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc } : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{198,11}{26,67} \text{ Donc } \sigma_{bc} = 7.42 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \checkmark. \text{ c.v}$$

❖ Aux appuis :

- Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{25 \times 27,5} \times 100 = 0,494$$

$$\rho_1 = 0,494 \Rightarrow k_1 = 32,17 \text{ et } \beta_1 = 0,894$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7,82 \times 10^6}{0,894 \times 275 \times 339} ; \text{ Donc } : \sigma_{st} = 93,82 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 93,82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \checkmark. \text{ c.v}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{93,82}{32,17} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = 2,91 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,91 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \sqrt{\text{ c.v}}$$

4. Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :

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

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

- $\frac{h}{L} = \frac{30}{240} = 0.125$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \sqrt{\text{ cv.}}$$

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.62}{25 \times 27,5} = 0.0067$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \sqrt{\text{ c.v.}}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{30}{240} = 0.125$
- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{22,15}{10 \times 26,06} = 0.084$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots \sqrt{\text{ c.v}}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche.

Conclusion : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

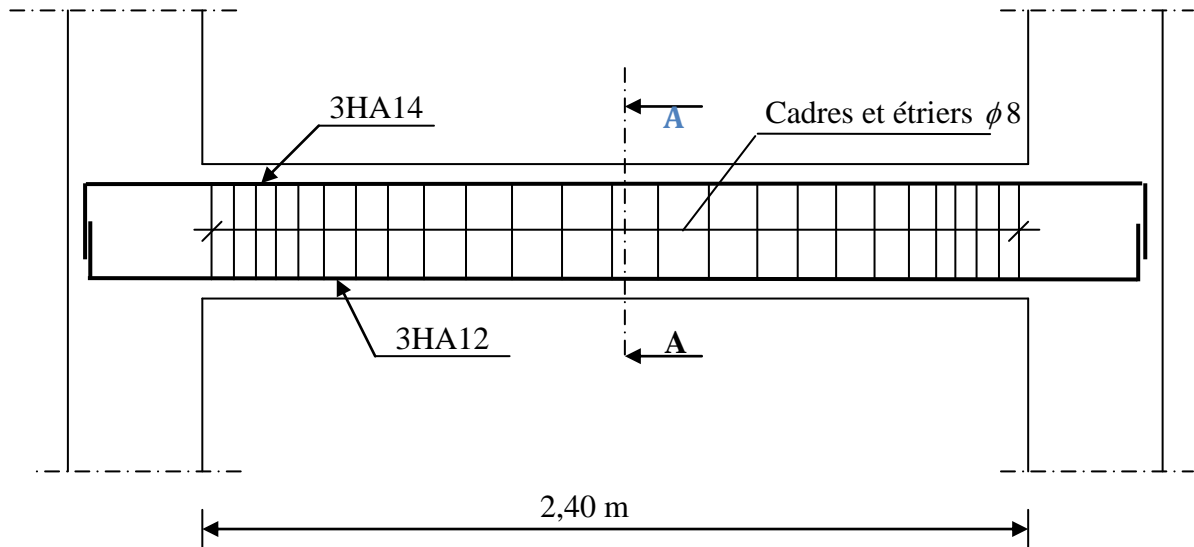
Armatures longitudinales :

- **3HA14 filantes pour le lit inférieur.**
- **3HA 12 filantes pour le lit supérieur.**

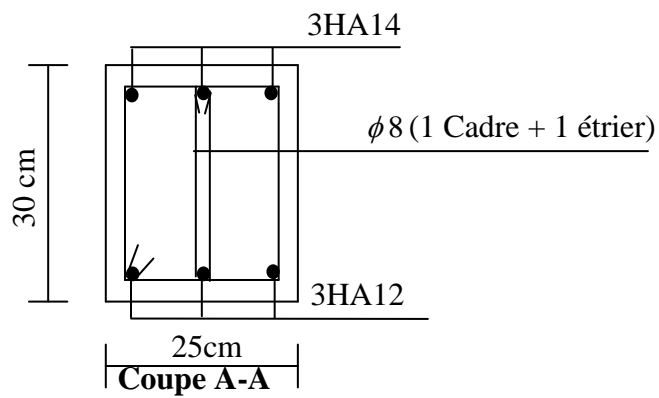
Armatures transversales :

- 1cadre et 1 étrier en HA8

Plan de ferrailage de la poutre palière :



FigIII.3.5 : Ferrailage de la poutre palière



III.4. Etude des planchers :

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier et disposées perpendiculairement aux poutres principales.

Dans notre cas, on fera l'étude pour le plancher le plus sollicité et on appliquera le même ferrailage pour tous les autres planchers.

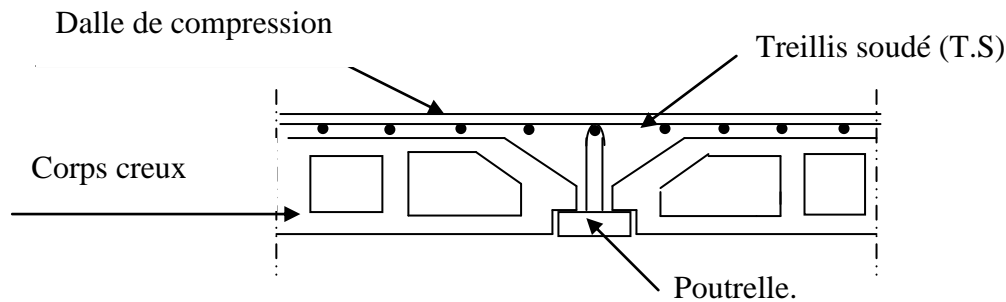


Fig III.4.1 : Schéma d'un plancher en corps creux.

III.4.1. Ferrailage de la dalle de compression : (BAEL 91 /Art 6-1-21)

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de **4 cm**, elle est armée d'un treillis soudés (T. S) dont les dimensions des mailles ne doit pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec : L : la distance entre axe des poutrelles.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 \quad (\text{Treillis soudés TLE 520}).$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ T } 4 = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement : } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ T } 4 = 0.63 \text{ cm}^2 \quad (e=20\text{cm})$$

$$\text{Avec un espacement : } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudés TLE 520 de dimension : $T_S = (4 \times 200 \times 4 \times 200)$ [mm].

5T4/ML (e = 20cm)

5T4/ML

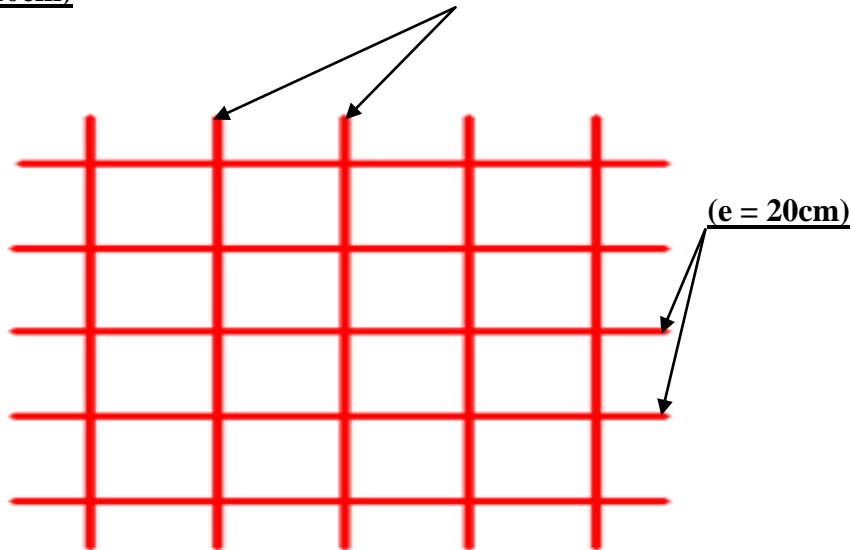


Figure III.4.2 : Ferrailage de la dalle de compression

III.4.2. Etude des poutrelles :

a

Poutre
Axe
De poutrelle

Poutre
Secondaire

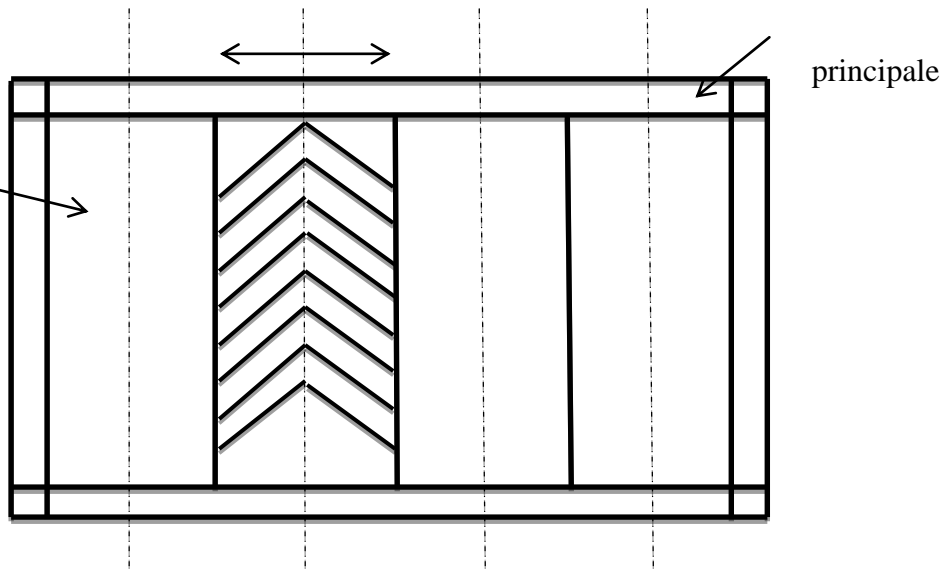


Figure III.4.3: Surfaces revenant aux poutrelles

a : largeur du plancher repris par la poutrelle.

*Le calcul de poutrelle se fait généralement en deux étapes :

1. Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les deux poutres principales, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

• **Charges et surcharges :**

➤ **Charge permanente G :**

- poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$.
- poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.617 \text{ KN/ml}$.

G = 0.12 + 0.617 = 0.74 KN/ml.

➤ **Surcharge Q :**

- surcharge due à l'ouvrier : 1 KN/ml .

Q = 1 KN/ml

• **Combinaison des charges à l'ELU :**

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$q_u = 1.35 (0.74) + 1.5 (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$

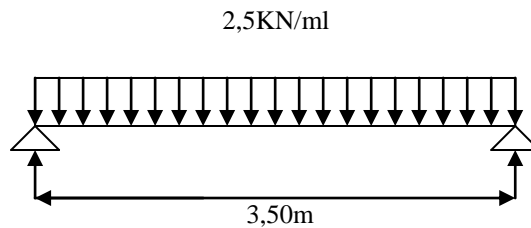


Fig.III.4.4 : Schéma statique

• **Moment max en travée :**

$$M_0 = M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.5^2}{8} = 3,82 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant maximal :**

$$T_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{2.5 \times 3.5}{2} = 4.37 \text{ KN}$$

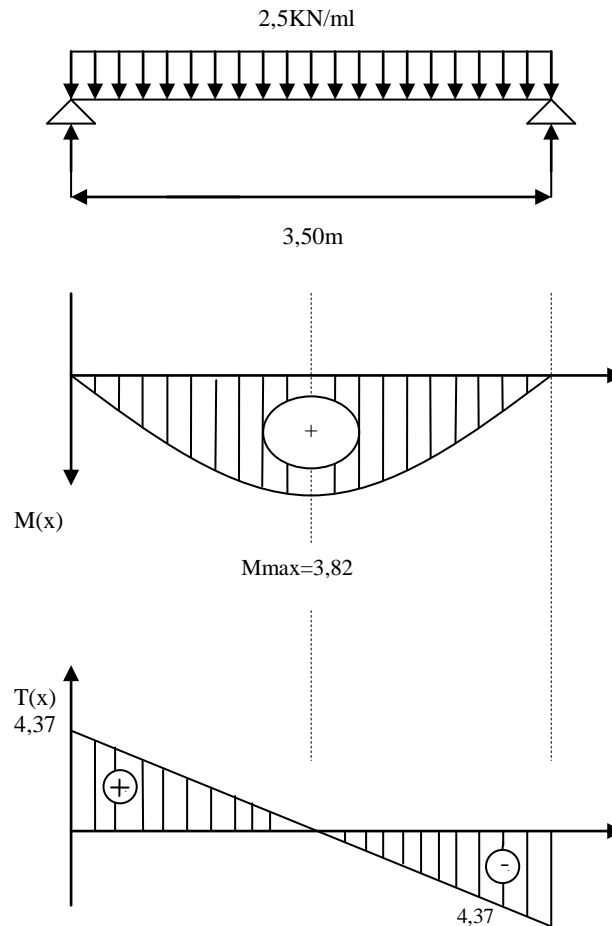


Fig.III.4.5 : Diagramme des efforts internes.

- **Calcul des armatures :** $b=12$ cm ; $h=4$ cm ; $d=2$ cm

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{3.82 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 5.60 \gg \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

\Rightarrow La section est doublement armée.

Alors les armatures de compression sont nécessaires; et comme la section de la poutrelle est très réduite pour placer ces armatures, on prévoit donc un coffrage intermédiaire pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

- **Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires:**

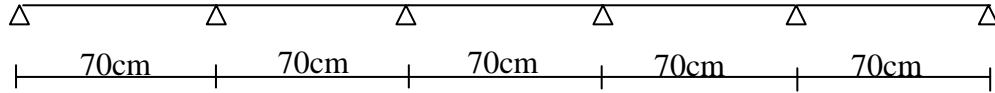
Le moment limite correspondant a une S.S.A est égale à :

$$M_L = \mu_L \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 \times 10^{-6} = 0,267 \text{ KN.M}$$

Donc, La longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_1}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.92\text{m.}$$

Conclusion : Pour les travées de 3.50m, nous disposerons de 4pieds droits.



✓ Pour les travées de 2.80m, nous disposerons de 3pieds droits.

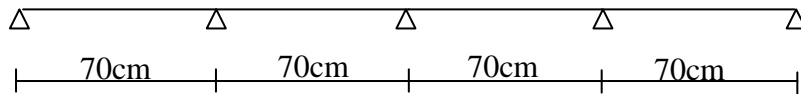


Figure III.4.6: La disposition des pieds droits

2. Après le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis de section en T, supportant son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des surcharges éventuellement revenant au plancher.

- **Dimensions de la poutrelle :**(B.A.E.L/Art A.4.1, 3)..... [2]

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d’une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} ; \frac{2}{3} X \right)$$

A.N: $b_1 = \text{Min} \left(\frac{350}{10} ; \frac{65 - 12}{2} , \frac{2}{3} \left(\frac{350}{2} \right) \right)$; Donc $b_1 = 26.5\text{cm.}$

On a: $b = 2b_1 + b_0 = 26,5 \times 2 + 12 = 65 \text{ cm; } b = 65 \text{ cm.}$

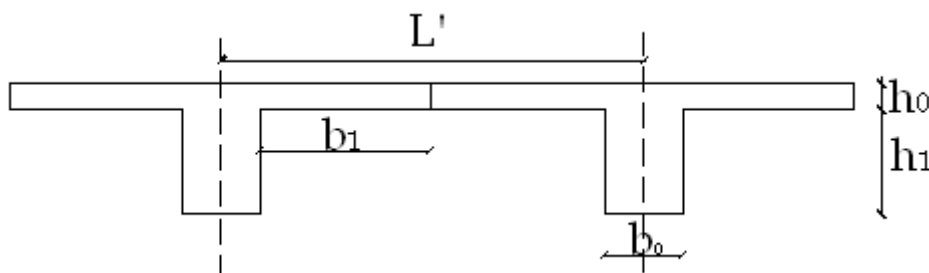


Figure III.4.7: Les poutrelles

Avec :

L : Longueur libre entre nus d'appuis (350 cm).

L' : Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).

b₀ : Largeur de la poutrelle (12cm).

h₀ : Epaisseur de la dalle de compression. (4cm).

h₁ : Epaisseur du corps creux (16cm).

b₁ : largeur de l'hourdis (26.5cm).

X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême la plus rapproché.

• **Evaluation des charges et des surcharges :**

★ **Plancher terrasse :**

- Poids propre du plancher : $P_p = 0,65 \times 6,05 = 3,93 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q_p = 0,65 \times 1,00 = 0,65 \text{ KN/ml}$.

A l'ELU:

• **Combinaison de charge :**

$$\text{ELU : } Q_u = 1,35.G + 1,5 Q = 1,35 \times (3,93) + 1,5 \times (0,65) = \mathbf{6,28 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{ELS : } Q_s = G + Q = 3,93 + 0,65 = \mathbf{4,58 \text{ KN/ml}}$$

★ **Plancher étage courant :**

- Poids propre du plancher : $P_{pc} = 0,65 \times 5,10 = \mathbf{3,31 \text{ KN/ml}}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q_{pc} = 0,65 \times 1,5 = \mathbf{0,975 \text{ KN/ml}}$.

• **Combinaison de charge :**

$$Q_u = 1,35.G + 1,5 Q = 1,35 \times (3,31) + 1,5 \times (0,975) = \mathbf{5,93 \text{ KN/ml}}$$

Pour la suite de calcul nous allons considérer le plancher le plus sollicité, qui est le plancher terrasse d'où $Q_u = 6,28 \text{ KN/ml}$.

III.4.3. Calcul des moments et des efforts tranchants :

1. Méthode de calcul :

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

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

a. Méthode forfaitaire :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ **Condition d'application de la méthode forfaitaire :**

La méthode forfaitaire s'applique aux structures courantes dont les charges d'exploitation restent modérées c'est-à-dire :

➤ $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/ml})$.

G : c'est la sollicitation d'état due aux charges permanentes.

$Q = 1,5 \text{ KN/ml} \leq (12.10 \text{ KN/ml}; 5\text{KN/ml}) \longrightarrow$ (Condition vérifiée).

Remarque : $G = 0,65 \times 6,05 = 3,93 \text{ KN/ml}$.

$Q = 0,65 \times 1 = 0.65 \text{ KN/ml}$.

- $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 : \frac{350}{350} = 1 \longrightarrow$ (Condition vérifiée) ;
- $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 : \frac{350}{280} = 1,25 \longrightarrow$ (Condition vérifiée) ;
- $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 : \frac{280}{350} = 0.8 \longrightarrow$ (Condition vérifiée) ;
- $I_i = I_{i+1} = \dots \dots \dots I_{i+n}$ (même section sur toute la longueur) ;
- la fissuration est non préjudiciable. \longrightarrow (Condition vérifiée).

Toutes les conditions sont vérifiées alors on utilisera la méthode forfaitaire.

A. Calcul à l'ELU:

➤ **Combinaison des charges :**

$Q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 (3.93) + 1,5(0,65) = 6,28 \text{ KN/ml}$.

La poutrelle sera calculée comme étant continue ; reposant sur 6 appuis et ayant une section en T d'inertie constante :

➤ **L'exposée de la méthode forfaitaire :**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ Avec $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$

α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations non pondérées.

$$\alpha = \frac{0,65}{3,93 + 0,65} = 0,14 < \frac{2}{3} \longrightarrow \text{(condition vérifiée)}.$$

Les valeurs de M_t , M_o , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes t.q :

- M_o : moment max dans les travées indépendantes de même portés que la travée considérée et soumise à une charge.
- M_w et M_e : moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- M_t : moment max en travée pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

➤ **Conditions :**

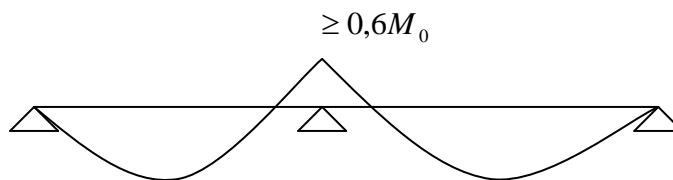
1) $M_t \geq \max [1,05M_o; (1 + 0.3\alpha)M_o] - \frac{M_w + M_e}{2}$;

2) $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_o$ dans les travées intermédiaires ;

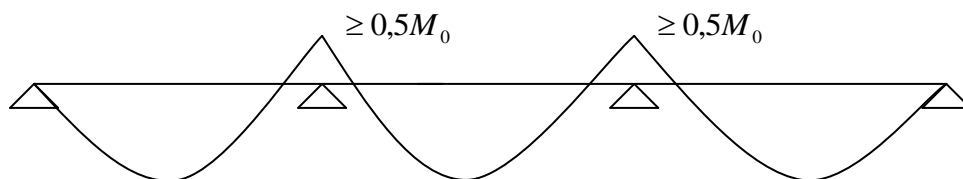
3) $M_t \geq \frac{1,2 + 03\alpha}{2} M_o$ dans les travées de rives.

Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaires doit être au moins égale à :

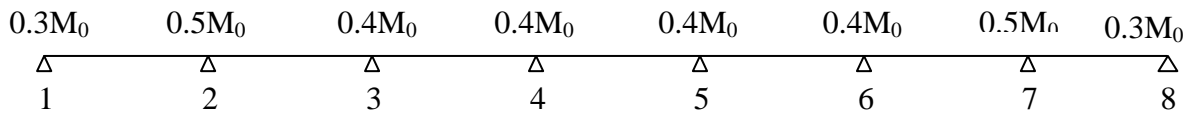
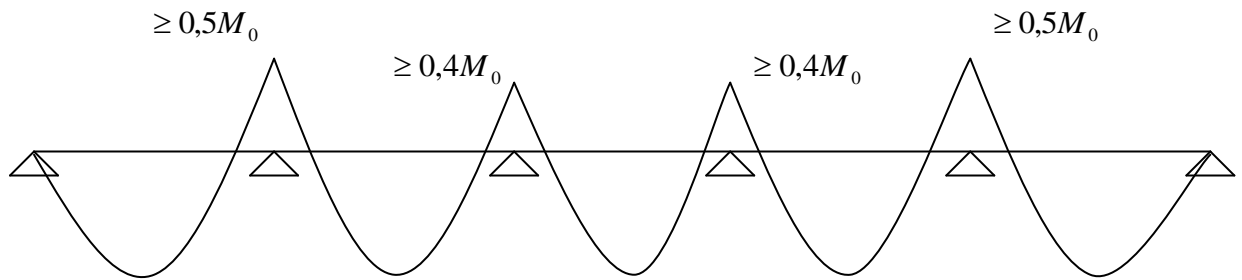
a) $0,6M_o$ poutre à deux travées:



b) $0,5M_o$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.

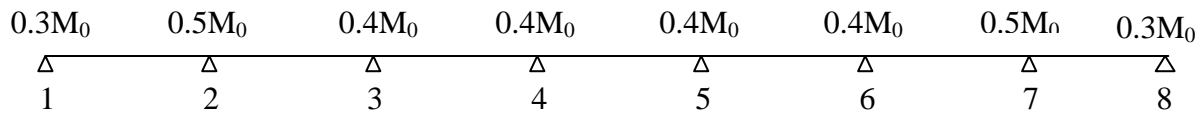


c) $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre de trois travées.



➤ Calcul des moments isostatiques à l'ELU :

Poutre continue à sept (7) travées :



Moments sur appuis

1°/calcul de M_0 pour une poutre à sept travées :

★ Pour les travées (1-2), (2-3), (5-6), (6-7) et (7-8) : avec ($l = 3,50$ m).

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{(6,28) \times (3,5)^2}{8} = 9,61 \text{ KN.m}$$

★ Pour la travée (4-5) : avec ($l = 2,80$ m).

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{(6,28) \times (2,80)^2}{8} = 6,15 \text{ KN.m}$$

➤ Schéma statique de la poutre :

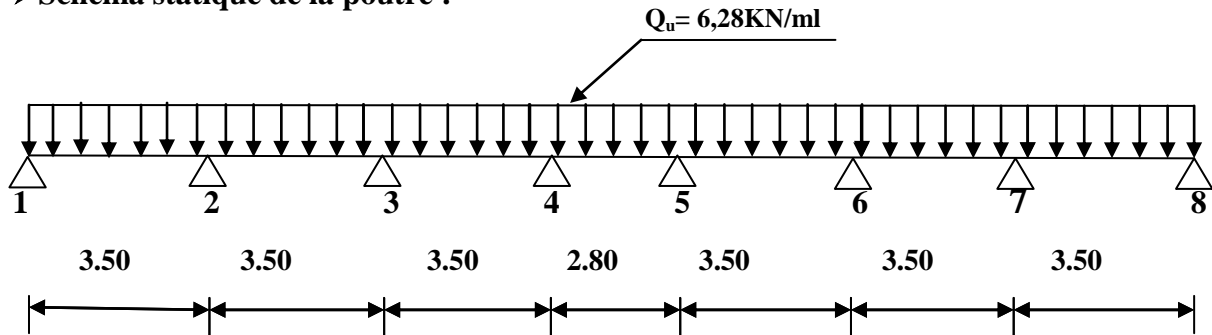


Figure III.4.8 : Schéma statique de la poutre.

2°/calcul des moments en travées (M_t) :

★ Pour les travées de rives : (1-2) et (7-8) :

$$\Leftrightarrow M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_o \Leftrightarrow M_t \geq \left[\frac{1,2 + (0,3 \times 0,14)}{2} \right] \times M_o = 0,62 M_o.$$

$$\Leftrightarrow M_t \geq \max [1,05 M_o; (1 + 0,3\alpha) M_o] - \frac{M_w - M_e}{2} \text{ Avec : } M_w = 0,3 M_o, \text{ et } M_e = 0,5 M_o.$$

. $1,05 M_o > (1 + 0,3\alpha) M_o$, il vient que :

$$M_t \geq 1,05 M_o - \frac{M_w - M_e}{2} \Leftrightarrow M_t \geq - \left(\frac{-(0,3 + 0,5 - 2,1) M_o}{2} \right)$$

$$\Leftrightarrow M_t \geq 0,65 M_o .$$

Avec : $M_t \geq \max(0,7 M_o; 0,62 M_o)$ donc : $M_t = 0,65 M_o$

Soit : $M_t = 0,65 \times 9,61 = 6,24 \text{ KN m.}$

★ pour les travées intermédiaires (2-3) et (6-7) :

$$\Leftrightarrow M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_o \Leftrightarrow M_t \geq \frac{(1 + (0,3 \times 0,14))}{2} M_o$$

$$\Leftrightarrow M_t \geq 0,52 M_o.$$

$$\Leftrightarrow M_t \geq \max [1,05 M_o; (1 + 0,3\alpha) M_o] - \frac{M_w - M_e}{2} \text{ Avec : } M_w = 0,5 M_o, \text{ et } M_e = 0,4 M_o.$$

. $1,05 M_o > (1 + 0,3\alpha) M_o$, il vient que :

$$M_t \geq 1,05 M_o - \frac{0,9 M_o}{2} \Leftrightarrow M_t \geq 0,6 M_o.$$

Avec : $M_t \geq \max(0,52 M_o; 0,60 M_o)$ donc : $M_t = 0,60 M_o$

Soit : $M_t = 0,60 \times 9,61 = 5,77 \text{ KN m.}$

★ pour la travée (3-4) et (5-6) :

$$\Leftrightarrow M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_o \Leftrightarrow M_t \geq \frac{(1+(0,3 \times 0,14))}{2} M_o$$

$$\Leftrightarrow M_t \geq 0,52M_o.$$

$$\Leftrightarrow M_t \geq \max[1,05M_o; (1-0,3\alpha)M_o] - \frac{M_w - M_e}{2} \text{ Avec : } M_w=0,4M_o, \text{ et } M_e=0,4M_o.$$

. $1,05 M_o > (1+0,3\alpha) M_o$, il vient que :

$$M_t \geq 1,05M_o - \frac{0,8M_o}{2} \Leftrightarrow M_t \geq 0,65M_o.$$

$$\text{Avec : } M_t \geq \max(0,52M_o; 0,65M_o) \text{ donc : } M_t = 0,65M_o$$

$$\text{Soit : } M_t = 0,65 \times 9,61 = 6,24 \text{ KN m.}$$

★ pour la travée (4-5) :

$$\Leftrightarrow M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_o \Leftrightarrow M_t \geq \frac{(1+(0,3 \times 0,14))}{2} M_o$$

$$\Leftrightarrow M_t \geq 0,52M_o.$$

$$\Leftrightarrow M_t \geq \max[1,05M_o; (1-0,3\alpha)M_o] - \frac{M_w - M_e}{2} \text{ Avec : } M_w=0,4M_o, \text{ et } M_e=0,4M_o.$$

. $1,05 M_o > (1+0,3\alpha) M_o$, il vient que :

$$M_t \geq 1,05M_o - \frac{0,8M_o}{2} \Leftrightarrow M_t \geq 0,65M_o.$$

$$\text{Avec : } M_t \geq \max(0,52M_o; 0,65M_o) \text{ donc : } M_t = 0,65M_o$$

$$\text{Soit : } M_t = 0,65 \times 6,15 = 3,99 \text{ KN m.}$$

3°/ Calcul de Moments sur appuis:

$$M_1 = M_8 = 0. \quad 3M_{012} = 2.88 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 4.80 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 3.84 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 3.84 \text{ KN.m}$$

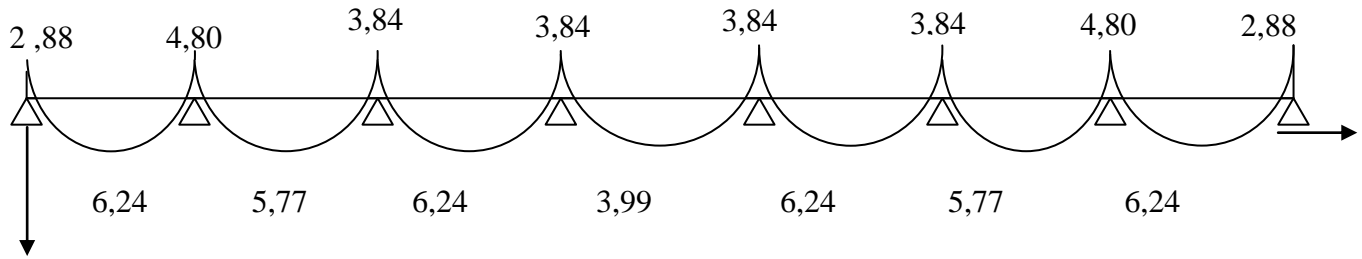


Diagramme des moments

➤ Calcul des efforts tranchants à l'ELU :

L'effort tranchant est donnée par la relation suivante : $T_u = \frac{Q_u \times l}{2}$

★ pour les travées (1-2),(2-3),(3-4),(5-6),(6-7),et(7-8) : avec : (l = 3,50 m)

$$T_u = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{6,28 \times 3,5}{2} = 10,99 \text{ KN m}$$

★ pour la travée (4-5) : avec : (l = 2,80 m)

$$T_u = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{6,28 \times 2,80}{2} = 8,79 \text{ KN m.}$$

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

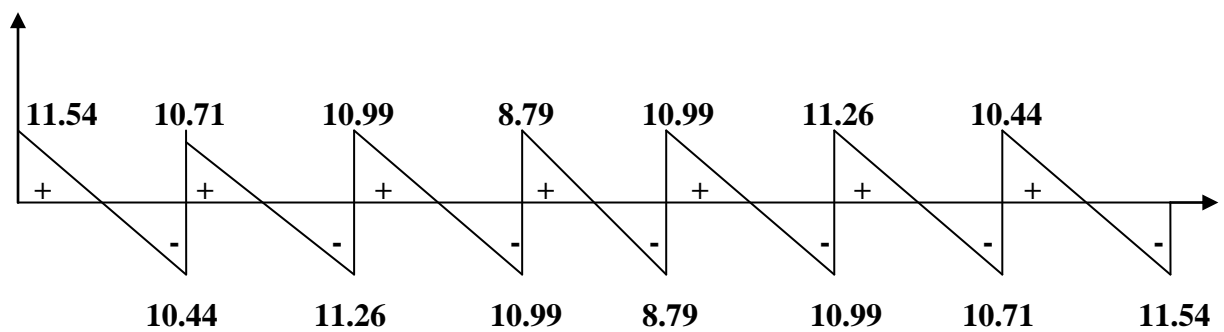
$$T_e = T_w + q_u L$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appuis.

➤ Les résultats sont donnés sous forme d'un tableau :

Travées	$M_0(\text{KN.m})$	$M_w(\text{KN.m})$	$M_e(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$T_w(\text{KN})$	$T_e(\text{KN})$
1-2	9.61	2.88	4.80	6.24	-10.44	11.54
2-3	9.61	4.80	3.84	5.77	-11.26	10.71
3-4	9.61	3.84	3.84	6.24	-10.99	10.99
4-5	6.15	3.84	3.84	3.99	-8.79	8.79
5-6	9.61	3.84	3.84	6.24	-10.99	10.99
6-7	9.61	3.84	4.80	5.77	-10.71	11.26
7-8	9.61	4.80	2.88	6.24	-11.54	10.44

➤ diagramme des efforts tranchants :



➤ Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul des armatures sera étudié comme une section en **T** de dimensions suivantes :

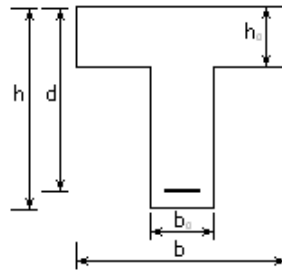


Figure III.4.9: Section en T.

h : hauteur de la section ($h = 20\text{cm}$).

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

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

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

d : hauteur utile ($d = h - c = 20 - 2 = 18\text{cm}$).

1°/ Calcul des armatures longitudinales des poutrelles :

- En travée :

Le moment maximal en travée est égal à :

$$M_t \text{ max} = 6,24 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = bh_0 \cdot fbc \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 10^3 (0.65)(0.04)(14.2) \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t \text{ max} < M_0$$

L'axe neutre tombe dans la table, seule une partie de la table est comprimée et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section **T** sera calculée comme une section rectangulaire de dimension **(b.h)**.

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot fbc} = \frac{6.24 \times 10^3}{65(18)^2 14.2} = 0.020 < \mu_l = 0.392.$$

⇔ La section est simplement armée ($\lambda' = 0$)

$$\beta = 0,990$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.24 \times 10^3}{(0.990)(18) \cdot 348} = 1.00 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 3HA 10 = 2.35 cm².

• Aux appuis :

La table de compression est entièrement tendue, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b_0 \cdot h$) c'est-à-dire (12×2) cm^2 .

$$M_{a \max} = 4.80 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.80 \times 10^3}{12(18)^2 14.2} = 0.086 < \mu_t = 0.392$$

⇔ La section est simplement armée ($\lambda' = 0$)

$$\beta = 0,955$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.80 \times 10^3}{(0.955)(18) \cdot 348} = 0.80 \text{cm}^2$$

Choix des barres : $A_a = 1\text{HA } 12 = 1.13 \text{ cm}^2$.

Donc : $A_t = 3\text{HA } 10 = 2.35 \text{ cm}^2$

$$A_a = 1\text{HA } 12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

2°/ Vérifications à l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL 91/Art 4.2.1)

$$A_{\min} = (0.23) \cdot b_0 \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = (0.23)(12 \times 18) \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'effort tranchant :

★ Calcul de la contrainte tangentielle : (BAEL 91/Art 5.1.2) :

Pour justifier les armatures transversales vis-à-vis de l'effort tranchant ultime, on doit vérifier que :

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

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

$$\tau = \frac{T \max}{bd} = \frac{11.54(10)^3}{120(180)} = 0.53 \text{MPa}$$

$$0.53 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \quad \Longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 91/Art 5.1.113)

• Appuis de rive :

Il faut vérifier que : $Tu \leq 0.4 f_{c28} \frac{a.b}{\gamma_b}$

Largeur de l'appui.

$$a = \min (\grave{a} ; 0.9 d) = \min (40-2-2 ; 0.9 \times 18) = 16.20\text{cm}$$

$$0.4(2.5)(16.20) \frac{12}{1.5} = 129.6\text{KN}$$

$$Tu = 10.44\text{KN} < 129.6\text{KN} \implies (\text{Condition v\u00e9rifi\u00e9e}).$$

• **Appui interm\u00e9diaire :**

Il faut v\u00e9rifier que : $Tu \leq 0.4 f_{c28} \frac{ab}{\gamma_b}$

$$Tu = 11.54 \text{ KN}$$

$$Tu = 11.54 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \implies (\text{Condition v\u00e9rifi\u00e9e}).$$

➤ **V\u00e9rification de la contrainte moyenne sur l'appui interm\u00e9diaire : (B AEL 91/Art 5.1.322)**

Il faut v\u00e9rifier que :

$$\sigma_{bc} \text{ moy} \leq 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \frac{25}{1.5} = 21.67\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} \text{ moy} = \frac{Tu}{a.b_0} = \frac{11540}{(162)(120)} = 0.59\text{MPa} \implies (\text{Condition v\u00e9rifi\u00e9e}).$$

$$\sigma_{bc} \text{ moy} = 0.59\text{MPa} < 21.67\text{MPa}$$

➤ **Influence sur les armatures inf\u00e9rieures : (BAEL 91/Art 5.4.321) :**

• **Appuis de rive :** On doit avoir :

$$A_s \geq \frac{Tu}{\sigma_s} = \frac{10.44}{348} = 30\text{mm}^2 = 0.30\text{cm}^2$$

$$A_s = 0.80 \text{ cm}^2 > 0.30 \text{ cm}^2 \implies (\text{Condition v\u00e9rifi\u00e9e}).$$

• **Appui interm\u00e9diaire :**

On doit avoir :

$$A_s \geq \frac{Tu + \frac{Mu}{0.9 \times d}}{\sigma_s} = \frac{11540 + \frac{4800}{0.9 \times 180}}{348} = 33.24\text{mm}^2 = 0.33\text{cm}^2$$

$$A_s = 0.80 \text{ cm}^2 > 0.33\text{cm}^2 \implies (\text{Condition v\u00e9rifi\u00e9e}).$$

➤ **V\u00e9rification d'adh\u00e9rence aux appuis :**

Il faut v\u00e9rifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \Psi_s f_{t28}$$

Ψ : Coefficient de scellement relatif à une armature

$$\Psi = 1.5 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \frac{Vu}{0.9(d) \sum \mu_i}$$

τ_s : Contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_s$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum \mu_i = n \pi \varnothing$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre des barres

\varnothing : Diamètre d'une barre.

$$\tau_s = \frac{11.54(10)^3}{0.9(180)(1)(3.14)(12)} = 1.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_s < \bar{\tau}_s \quad \Longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **Vérification de l'ancrage des barres aux appuis :**

Calcul de la longueur de scellement droit des barres verticales :

$$L_s = \varnothing \frac{f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6\Psi_s^2 f_{t28})} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6(1.5^2)2.1} = 42.32 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 50 > 35 \text{ cm}$

On adopte des crochets à 45° :

$$L_c = 0.4 L_0 = 0.4 (50) = 20 \text{ cm} \quad \text{alors : } L_c = 20 \text{ cm.}$$

3°/ Calcul des armatures transversales : (BAEL 91/Art A 7.2.2.2).

Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \geq \min \left(\frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \varnothing_1 \right)$$

$$B_0 = 12 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; \varnothing_1 = 1 \text{ cm}$$

$$\varnothing_t \geq \min (1.2 ; 0.57; \varnothing_1) \quad \text{Soit } \varnothing_t = 6 \text{ mm.}$$

Les armatures transversales sont de nuance FeE400 $A_t = 2 \varnothing_6 = 0.56 \text{ cm}^2$.

Espacement entre les barres :

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

$$S_t \leq \min \{0.9 (18) ; 40\text{cm}\} = \min \{16.2 ; 40\text{cm}\}$$

$$= 16.2 \text{ cm.}$$

On prend $St = 20\text{cm}$.

B. Calcul à l'ELS:

$G=3.93\text{KN/ml}$; $Q=0,65 \text{ Kn/ml}$

1) Combinaison de charge :

$Q_s=3.93+0,65=4.58 \text{ KN/ml}$.

2) Calcul des moments isostatiques à l'ELS :

Poutre continue à (7) sept travées

a) calcul de M_o :

- **pour les travées (1-2),(2-3),(3-4),(5-6),(6-7),et(7-8) :** $l=3.50 \text{ m}$

$$M_o = \frac{Q_s \times l^2}{8} = \frac{(4.58) \times (3,5)^2}{8} = 7.01 \text{KN.m}$$

- **pour la travée (4-5) :** $l=2.80 \text{ m}$

$$M_o = \frac{Q_s \times l^2}{8} = \frac{(4.58) \times (2,80)^2}{8} = 4.48 \text{KN.m}$$

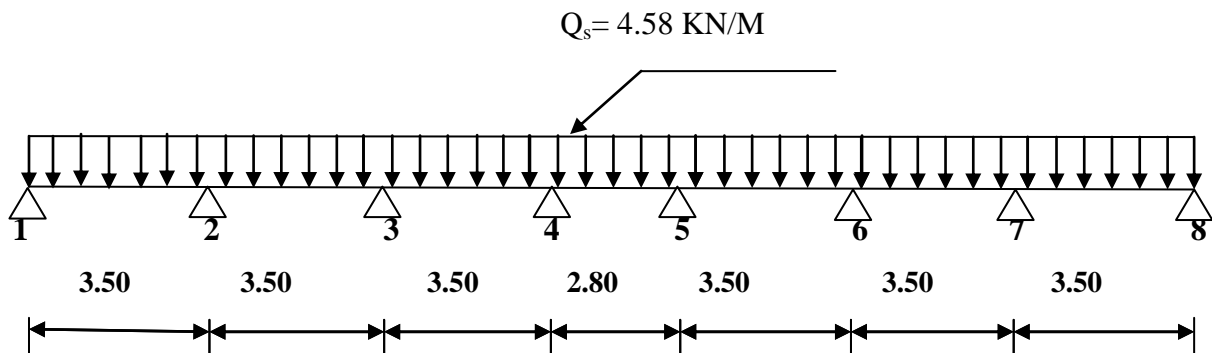


Figure III.4.10: Schéma statique de la poutre.

b) Calcul des moments en travées M_t :

Après application de la méthode forfaitaire exposée précédemment, on obtient les valeurs des moments données dans les diagrammes suivants :

- **Pour les travées de rives : (1-2), et (7-8) :**

$$\Leftrightarrow M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_o \Leftrightarrow M_t \geq \left[\frac{1,2 + (0,3 \times 0,14)}{2} \right] \times M_o = 0,62 M_o.$$

$$\Leftrightarrow M_t \geq \max [1,05 M_o; (1 + 0,3\alpha) M_o] - \frac{M_w - M_e}{2} \text{ Avec : } M_w = 0,3 M_o, \text{ et } M_e = 0,5 M_o.$$

. $1,05 M_o > (1 + 0,3\alpha) M_o$, il vient que :

$$M_t \geq 1,05 M_o - \frac{M_w - M_e}{2} \Leftrightarrow M_t \geq - \left(\frac{-(0,3 + 0,5 - 2,1) M_o}{2} \right)$$

$$\Leftrightarrow M_t \geq 0,65 M_o .$$

Avec : $M_t \geq \max(0,7 M_o; 0,62 M_o)$ donc : $M_t = 0,65 M_o$

Soit : $M_t = 0,65 \times 7.01 = 4.55 \text{ KN m}$

• **pour les travées intermédiaires (2-3),et(6-7) :**

$$\Leftrightarrow M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_o \Leftrightarrow M_t \geq \frac{(1 + (0,3 \times 0,14))}{2} M_o$$

$$\Leftrightarrow M_t \geq 0,52 M_o.$$

$$\Leftrightarrow M_t \geq \max [1,05 M_o; (1 + 0,3\alpha) M_o] - \frac{M_w - M_e}{2} \text{ Avec: } M_w = 0,5 M_o, \text{ et } M_e = 0,4 M_o.$$

. $1,05 M_o > (1 + 0,3\alpha) M_o$, il vient que :

$$M_t \geq 1,05 M_o - \frac{0,9 M_o}{2} \Leftrightarrow M_t \geq 0,6 M_o.$$

Avec : $M_t \geq \max(0,52 M_o; 0,60 M_o)$ donc : $M_t = 0,60 M_o$

Soit : $M_t = 0,60 \times 7.01 = 4,20 \text{ KN m}$

• **pour la travée (3-4)et(5-6) :**

$$\Leftrightarrow M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_o \Leftrightarrow M_t \geq \frac{(1 + (0,3 \times 0,14))}{2} M_o$$

$$\Leftrightarrow M_t \geq 0,52 M_o.$$

$$\Leftrightarrow M_t \geq \max [1,05 M_o; (1 - 0,3\alpha) M_o] - \frac{M_w - M_e}{2} \text{ Avec : } M_w = 0,4 M_o, \text{ et } M_e = 0,4 M_o.$$

. $1,05 M_o > (1 - 0,3\alpha) M_o$, il vient que :

$$M_t \geq 1,05 M_o - \frac{0,8 M_o}{2} \Leftrightarrow M_t \geq 0,65 M_o.$$

Avec : $M_t \geq \max(0,52 M_o; 0,65 M_o)$ donc : $M_t = 0,65 M_o$

Soit : $M_t = 0,65 \times 7.01 = 4.55 \text{ KN m}$

• **pour la travée (4-5) :**

$$\Leftrightarrow M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_o \Leftrightarrow M_t \geq \frac{(1+(0,3 \times 0,14))}{2} M_o$$

$$\Leftrightarrow M_t \geq 0,52 M_o.$$

$$\Leftrightarrow M_t \geq \max [1,05 M_o; (1-0,3\alpha) M_o] - \frac{M_w - M_e}{2} \text{ Avec : } M_w = 0,4 M_o, \text{ et } M_e = 0,4 M_o.$$

. $1,05 M_o > (1+0,3 \alpha) M_o$, il vient que :

$$M_t \geq 1,05 M_o - \frac{0,8 M_o}{2} \Leftrightarrow M_t \geq 0,65 M_o.$$

$$\text{Avec : } M_t \geq \max(0,52 M_o; 0,65 M_o) \text{ donc : } M_t = 0,65 M_o$$

$$\text{Soit : } M_t = 0,65 \times 4,48 = 2,91 \text{ KN m.}$$

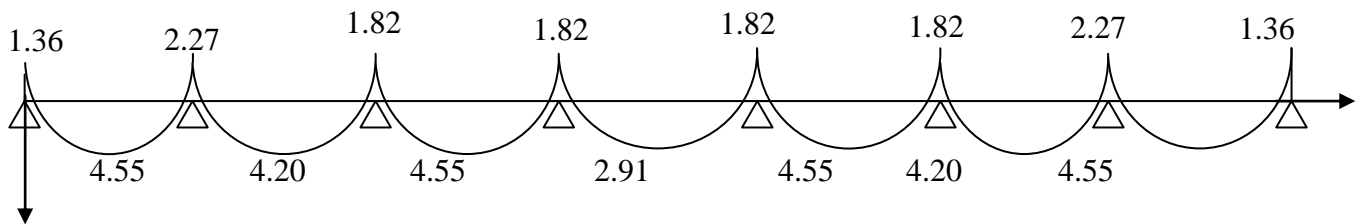
3) Calcul de Moments sur appuis:

$$M_1 = M_8 = 0,3 M_{012} = 1,36 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0,5 \max (M_{012}, M_{023}) = 2,27 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0,4 \max (M_{023}, M_{034}) = 1,82 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0,4 \max (M_{034}, M_{045}) = 1,82 \text{ KN.m}$$



a) Diagramme des moments

➤ calcul des efforts tranchants à l'ELS :

L'effort tranchant est donnée par la relation suivante : $T_u = \frac{Q_s \times l}{2}$

- **pour les travées (1-2),(2-3),(3-4),(5-6),(6-7),et(7-8) :** avec : (l = 3,50 m)

$$T_u = \frac{Q_s \times l}{2} = \frac{4,58 \times 3,5}{2} = 8,01 \text{ KN m}$$

- **pour la travée (4-5) :** avec : (l = 2,80 m)

$$T_u = \frac{Q_s \times l}{2} = \frac{4,58 \times 2,80}{2} = 6,41 \text{ KN m.}$$

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

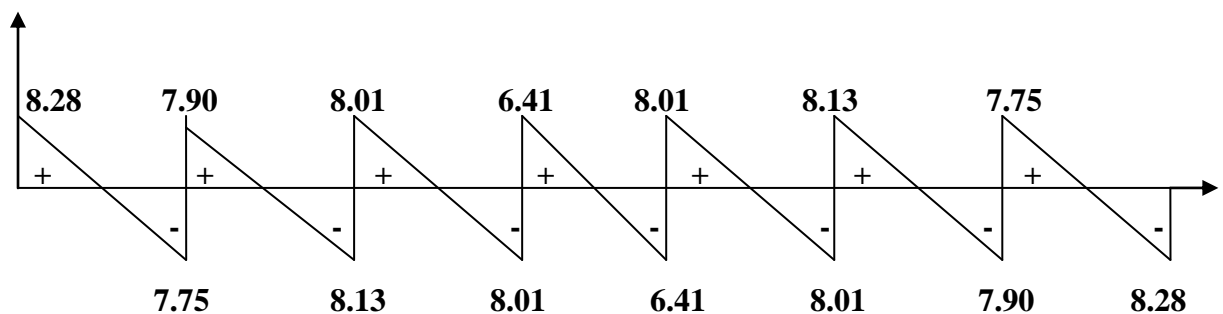
$$T_e = T_w + q_s L$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

➤ Les résultats sont donnés sous forme d'un tableau :

Travées	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
1-2	7.01	1.36	2.27	4.55	-7.75	8.28
2-3	7.01	2.27	1.82	4.20	-8.13	7.90
3-4	7.01	1.82	1.82	4.55	-8.01	8.01
4-5	4.48	1.82	1.82	2.91	-6.41	6.41
5-6	7.01	1.82	1.82	4.55	-8.01	8.01
6-7	7.01	1.82	2.27	4.20	-7.90	8.13
7-8	7.01	2.27	1.36	4.55	-8.28	7.75

b) diagramme des efforts tranchants



4. Vérifications à L'ELS :

4.1. Etat limite de la compression du béton :

- en travée :

$$M_t^{\max} = 4.55 \text{KN.m}$$

★ **Contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2.35}{18 \times 12} = 1.074$$

$$\rho_1 = 1.074 \rightarrow \beta_1 = 0.857 \rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0.050$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{4.55 \times 10^3}{0.857 \times 18 \times 2.35} = 125.51 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{MPa}$$

★ **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.05 \times 125.51 = 6.27 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

- aux appuis :

$$M_a^{\max} = 2.27 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1.13}{18 \times 12} = 0.518$$

$$\rho_1 = 0.518 \rightarrow \beta_1 = 0.892 \rightarrow K = 0.0319$$

★ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.27 \times 10^3}{0.892 \times 18 \times 1.13} = 125.115 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

★ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.0319 \times 125.115 = 3.991 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

4.2. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

4.3. Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{F_c}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b₀ : largeur de nervure.

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée ;}$$

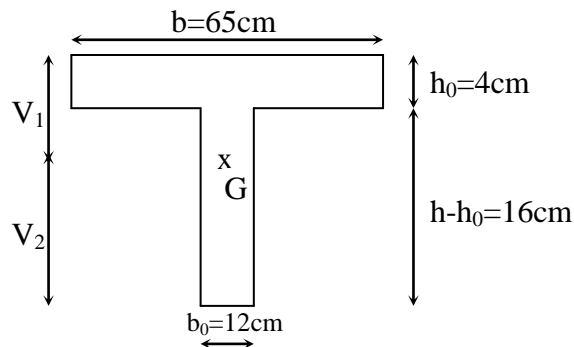
$$2) \frac{h}{L} = 0.057 > \frac{4.55}{10 \times 7.01} = 0.064 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée ;}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.35}{18 \times 12} = 0.0108 \leq \frac{4,2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

➤ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)**

$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$



Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.09^3 + 12.91^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.09 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.91 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.26 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0108 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.52$$

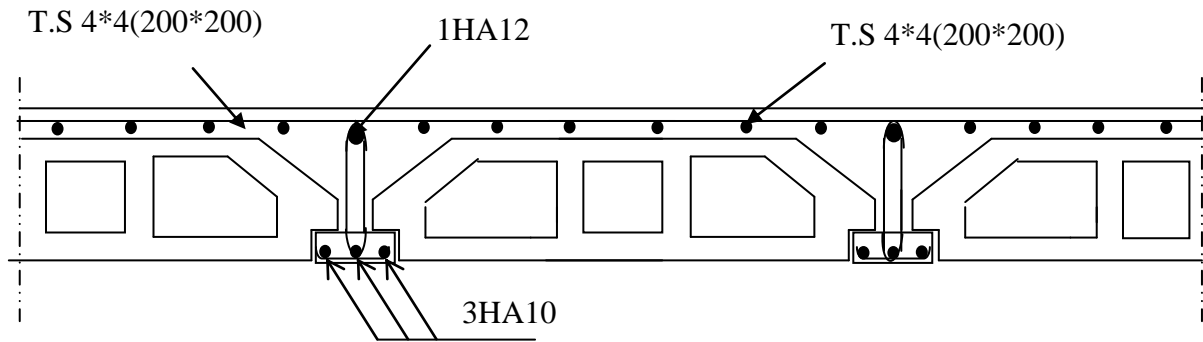
$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0108 \times 125.51 + 2.1}; 0) = 0.511$$

$$I_f_v = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20003.26}{1 + 1.52 \times 0.511} = 14727.96 \text{ cm}^4$$

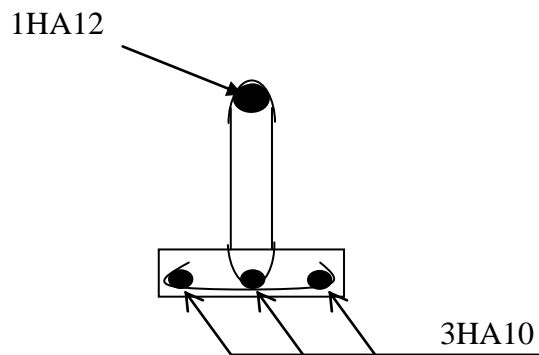
$$f_v = \frac{4.55 \times (3.50)^2 10^7}{10 \times 10818.87 \times 14727.96} = 0.0349 < \frac{L}{500} = 0.7 \text{ cm} \dots\dots \text{ La flèche est vérifiée.}$$

Conclusion :

Le ferrailage de la nervure se fera avec la deuxième section d'armature choisie ; c'est-à-dire :
 $A_s = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$.



Ferrailage du plancher.



Ferrailage de la poutrelle

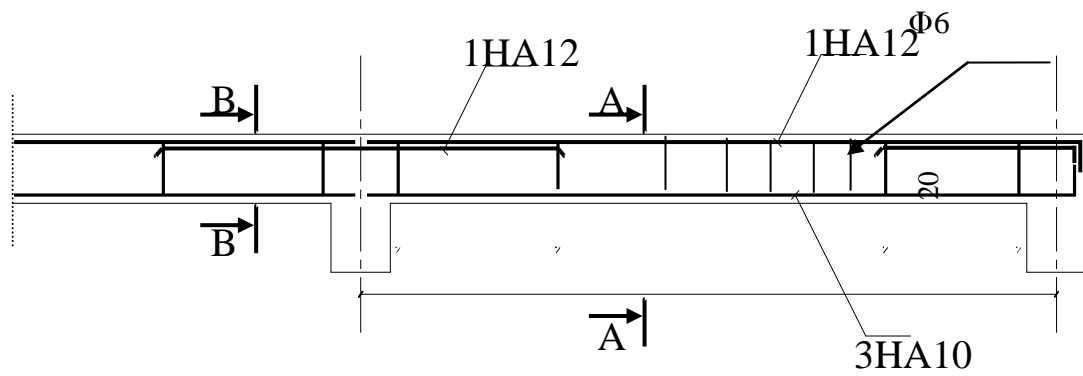


Figure III.4.11: Ferrailage de la poutrelle

III.5. Les balcons :

Introduction :

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, leurs épaisseur est déjà calculée au chapitre précédent $ep=15cm$.

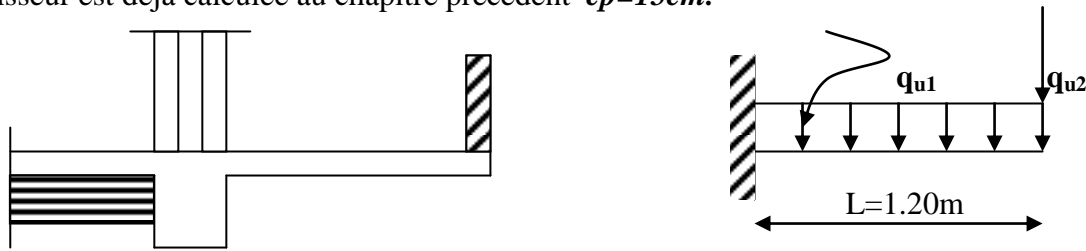


Figure III.5.1 : Schéma statique du balcon

III.5.1. Détermination des charges et surcharges :

1. Charges permanentes :

- La dalle :

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (Kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Couche de sable	18	0.02	0.36
la dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en mortier de ciment	18	0.02	0.36
			G = 5.31KN/m²

- *Garde corps* :

Charges permanentes concentrées poids du Garde-corps	Masse volumique (Kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2x0.02	0.72
			g = 1.62KN/m²

2. charge d'exploitation : $Q = 3.5KN/m^2$

Remarque : Le moment provoquer par la main courante sera négligé car le garde-corps est en maçonnerie.

III.5.2. Calcul à l'ELU :

Le balcon est calculé en flexion simple.

1. Combinaison des charges :

a. A L'ELU :

- **Dalle** : $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = [(1.35 \times 5.31) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 12.41KN/ml.$
- **Garde de corps** : $q_{u2} = 1.35 \times (1.62 \times 1) = 2,18KN/ml.$

b. A L'ELS :

- **Dalle**: $q_{s1} = G + Q = [5.31 + 3.5] \times 1 = 8.81KN/ml.$
- **Garde de corps** : $q_{s2} = 1.62 \times 1 = 1.62KN/ml.$

2. Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

a. A L'ELU :

- **Moment provoqué par la charge « q_{u1} »**

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1}.l^2}{2} = \frac{12.41 \times 1.20^2}{2} = 8,93KN.m$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{u2} »**

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \times l = 2,18 \times 1.20 = 2.61KN.m$$

- **Le moment total :**

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 11,54 \text{KN.m}$$

b. A L'ELS :

- **Moment provoqué par la charge « q_{s1} »**

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{8.81 \times 1.20^2}{2} = 6.34 \text{KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{s2} »**

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \times l = 1.62 \times 1 \times 1.20 = 1.94 \text{KN.m}$$

- **Le moment total :**

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 8.28 \text{KN.m}$$

III.5.3. Calcul des armatures à L'ELU :

$$M_u = 11.54 \text{KN.m} \quad ; \quad b = 100 \text{cm} \quad ; \quad d = 12 \text{cm}$$

1. Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.54 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.056$$

$$\mu = 0.056 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.056 \Rightarrow \beta = 0.971$$

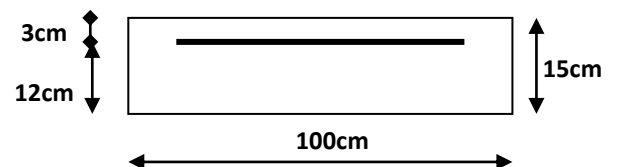
$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.54 \times 10^5}{0.971 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 2.84 \text{cm}^2$$

$$A_s = 2.84 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\emptyset 12/\text{ml} \rightarrow 5.65 \text{cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$$

2. Armatures de répartition :

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



Soit : $4\phi 8/ml \rightarrow 2.01cm^2/ml$; $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

III.5.4. Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

$$A_{min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) . d . b = 0.23 \times 100 \times 12 \frac{2.1}{400} = 1.45cm^2$$

$A_S = 5.65cm^2 > A_{min} = 1.45cm^2 \Rightarrow A_S = 5.65cm^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

2. Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

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

• calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1}x1 + q_{u2} = 12.41x1.20 + 2,18 = 17.07KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{17,07 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.142MPa$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4MPa \right) = \min (2.5 MPa ; 4MPa) = 2.5 MPa$$

$\tau_u = 0.142MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée \Leftrightarrow Pas de risque de cisaillement.

3. Vérification de l'adhérence :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow HA)$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4mm$$

$$\tau_{se} = \frac{17,07 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 0.83MPa$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow pas de risque d'entraînement des barres.

4. espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235) :

Armature principale : $St \leq \min (3h, 33cm)=33cm > St=25cm \rightarrow$ Vérifiée.

Armature de répartition: $St \leq \min (4h, 45cm)=45cm > St=25cm \rightarrow$ Vérifiée.

5. calcul de la longueur d’ancrage :

$$\tau_{se} = 0.6\Psi^2 .f_{t28} = 2.835\text{Mpa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32\text{cm}$$

soit $L_s=50\text{cm}$

$$L_{cr} = 0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20\text{cm}.$$

III.5.5. Vérification des contraintes à L’ELS:

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

1. Vérification vis-à-vis de l’ouverture des fissures :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta . f_{t28}} \right\}$$

On a des aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6\text{mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66 , 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.471.$$

$$\rho = 0.471 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.896$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{8.28 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 136.29\text{MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Conclusion : La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

2. Vérification des contraintes dans le béton :

Etat limite de compression de béton : (Art A452 du BAEL91) :

Pour une section rectangulaire ($b \times h$), acier FeE 400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier σ_{bc} .

$$\alpha_u = \frac{y}{d} \left\langle \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right\rangle \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11.54}{8.28} = 1.393$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.393 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.196 + 0.25 = 0.446 > 0.1126 \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

Conclusion : la section est justifiée vis-à-vis de la compression.

3. Vérification de la flèche :

D'après le BAEL91, on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{8.28}{10(8.28)} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

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

5HA12/ml (St = 25cm)

4HA8/ml (St = 25cm)

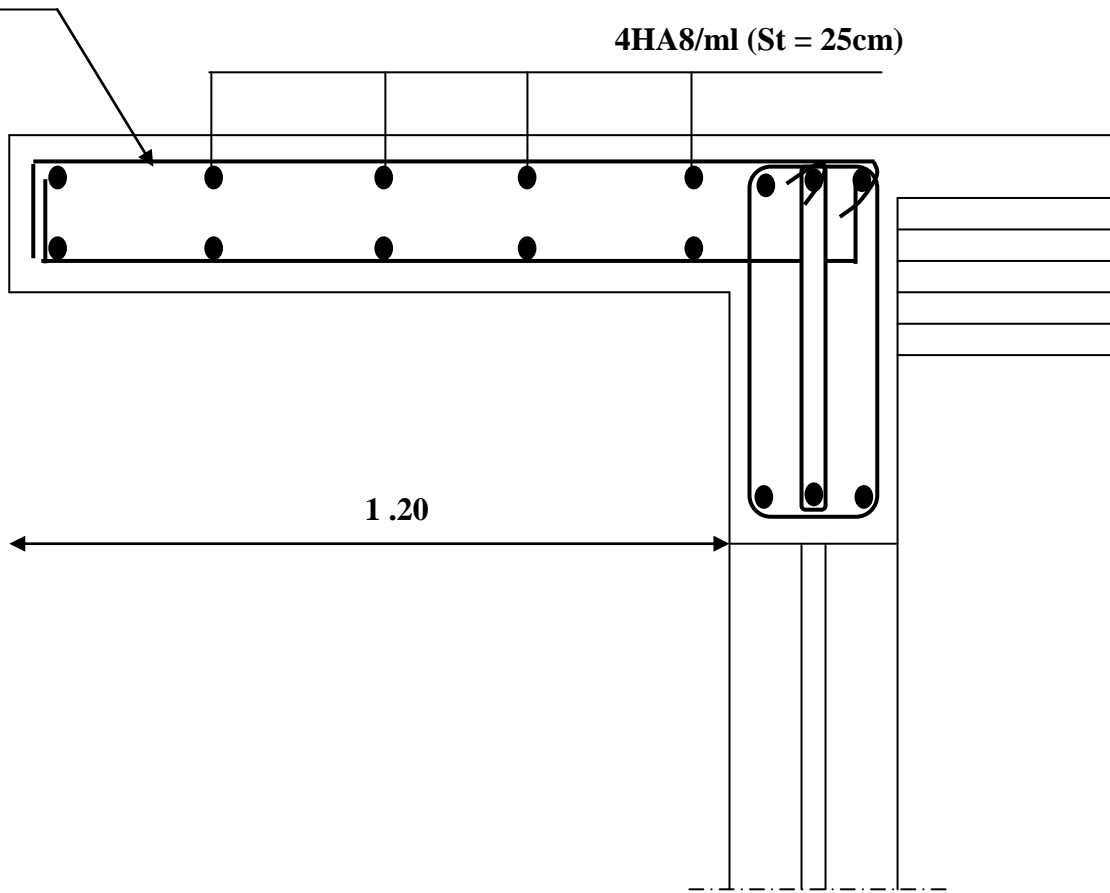


Figure III.5.2 : Ferrailage du balcon

III.6. Calcul de l'acrotère :

Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé, encasté au niveau de la dalle du plancher terrasse ; soumis à un effort normal « **G** » dû à son poids propre et à un effort horizontal « **P** » du à la main courante provoquant un moment « **M** » dans la section d'encastrement qui est la section dangereuse.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m :

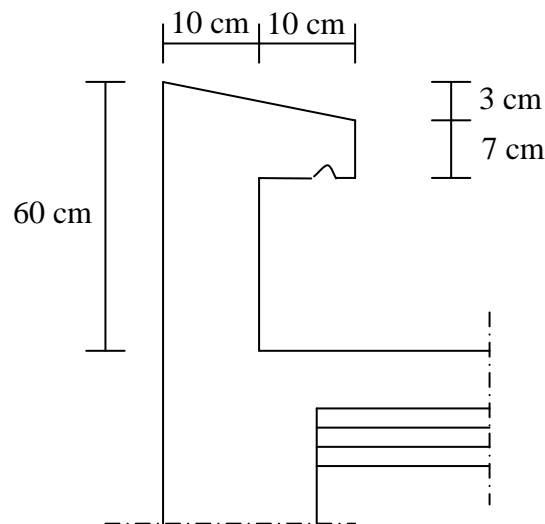


Fig.III.6.1. Coupe verticale de l'acrotère.

III.6.1. Détermination des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_{ba} \cdot V = 25(0,0670)l = 1,675 \text{ KN/ml}$$

- Moment de renversement dû à la surcharge :

$$P = 1 \text{ KN} = (1\text{KN/ml} \times 1\text{m})$$

$$Mr = \rho \cdot h = 1,00 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

III.6.2. Combinaison des charges :

- à l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

- Effort normal de compression :

$$N_u = 1,35G = 1,35 (1,675) = 2,261 \text{ KN/ml}$$

- Moment de flexion :

$$M_u = 1,5 Mr = 1,5 (0,6) = 0,9 \text{ KN.m}$$

- à l'ELS :

- Effort normal de compression :

$$N_S = 1,675 \text{ KN/ml.}$$

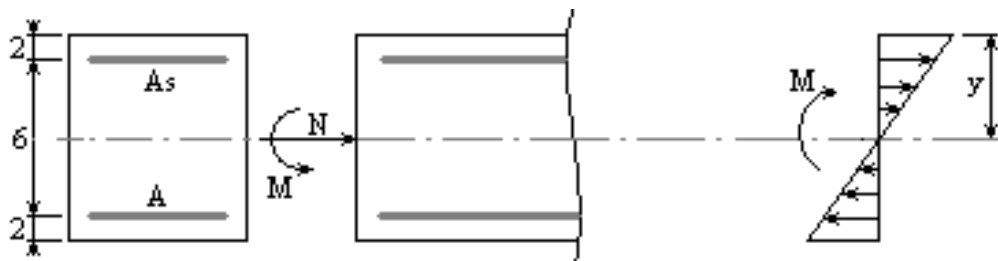
- Moment de flexion :

$$M_S = P.h = 1 (0,6) = 0,6 \text{ KN.m}$$

III.6.3. Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage se calcule comme une console qui travaille en flexion composée, le calcul se fait à l'ELU et à l'ELS pour une bande de **1 m** de longueur :

➤ Calcul à l'ELU :



- Dimension de la section :

$$h = 10 \text{ cm; } d = 8 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm; } c = c' = 2 \text{ cm}$$

Avec:

$$f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,20 \text{ MPa}$$

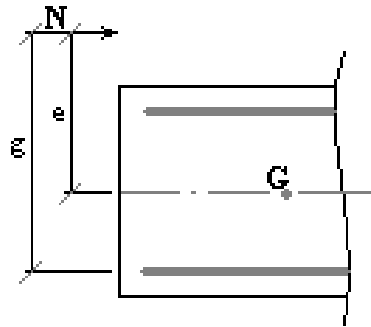
- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,261} = 0,398 \text{ m} = 39,80 \text{ cm}$$

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

$$\text{On a : } e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée.



- **Calcul du moment fictif « M_f » :**

$$M_f = Nu.g = Nu.eu + \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

g : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures tendues.

$$g = 39,80 + \left(\frac{10}{2} - 2 \right) = 42,80 \text{ cm}$$

$$M_f = 2,261 \times 0,4280 = 0,967 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures en flexion simple et composée :**

- **Flexion simple :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{96700}{100(8)^2 14,2(10)^2} = 0,010 < \mu_l = 0,392$$

C'est une section simplement armée (S.S.A)

$$\beta = 0,955 \quad A_{f1} \geq \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{96,7}{0,955 \times 8 \times 34,8} = 0,36 \text{ cm}^2$$

- **Flexion composée :**

$$A_f = A_{f1} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0,36 - \frac{2261}{348 \times 10^2} = 0,295 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{f1} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

$A_f = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91 / Art 4-2-1)**

$$A_{\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{es - 0,455 \times d}{es - 0,185 \times d}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{(0,6/1,687) \times 100 - 0,455 \times 8}{(0,6/1,687) \times 100 - 0,185 \times 8} = 0,910 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0,910 \text{ cm}^2 \geq 0,295 \text{ cm}^2. \quad \Longrightarrow \quad (\text{Condition non vérifiée}).$$

\Rightarrow Donc on prend une section $A_{\min} = 0,910 \text{ cm}^2$.

Soit 3HA8 = 1,50 cm².

◆ Vérification à l'ELU :

a) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 / Art 5-1-2)

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T \max}{bd} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000(80)} = 0,0187 \text{ MPa}$$

$$0,0187 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

b) Vérification d'adhérence:

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \Psi_s f_{t28}$$

Ψ : Coefficient de scellement relatif à une armature

$$\Psi = 1,5 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9(d) \sum \mu_i}$$

τ_s : Contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_s$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum \mu_i = n \pi \varnothing$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre des barres

\varnothing : Diamètre d'une barre.

$$\tau_s = \frac{1,5(10)^3}{0,9(80)(4)(3,14)(0,8)} = 2,07 \text{ MPa}$$

$$\tau_s < \bar{\tau}_s \quad \Longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

c) Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que $F = 4 A \cdot C_p \cdot W_p \leq 1 \text{ KN}$

A : coefficient d'accélération (zone II a, groupe 2 $\Leftrightarrow A = 0,15$)

C_p : facteur de la face horizontale ($C_p = 0,8$)

W_p : poids de l'élément ($W_p = 1,675 \text{ KN}$)

$$F = 4 (0,15) (0,8) (1,675) = 0,804 < 1 \text{ KN} \implies \text{(Condition vérifiée).}$$

◆ Vérification à l'ELS :

$N_s = 1,675 \text{ KN}$; $M_s = 0,60 \text{ KN.m}$

Vérification à l'état limite de béton (BAEL 91/Art 4.5.2).

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow \frac{M_s}{\beta_l \cdot K_1 \cdot A_s} \leq 0,6 f_{c28}.$$

➤ Calcul à l'ELS :

L'effort normal $N_s = 1,675 \text{ KN}$

Moment fléchissant $M_s = 0,60 \text{ KN.m}$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} = 0,3582 \text{ m}$$

$$e_s = 0,3582 \text{ m} = 35,82 \text{ cm} > (0,5h - c) = 3 \text{ cm} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

• Flexion simple :

$M_f = N_s \cdot g$ avec g : distance entre le centre de pression C_p et le centre de gravité des armatures inférieures (tendus).

$$g = e + (h/2) - c = 35,82 + 3 = 38,82 \text{ cm}$$

$$M_f = 0,388 \times 1,675 = 0,6499 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 \sigma_{st}}$$

On procède à la vérification des contraintes ($\bar{\sigma}_{bc}$; $\bar{\sigma}_s$)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{1}{2} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right]$$

$$\eta = 1.6 \text{ (barre haute adhérence)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} (400), \max \left(\frac{1}{2} (400), 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [266,66 ; 201,6] = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{0,6499 \cdot 10^3}{100(8)^2 201,6} = 0,0005 < \mu_1 = 0,392$$

⇒ section simplement armée $\beta = 0,961$

$$K_1 = 113,2$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,6}{113,2} = 1,78 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,6499 \times 10^3}{0,961 \times 8 \times 201,6} = 0,419 \text{ cm}^2$$

• **Armature réelle (flexion composée) :**

$$A_s = A_f - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0,419 - \left(\frac{1,675 \times 10}{201,66} \right)$$

$$A_s = 0,335 \text{ cm}^2$$

- On prend 4 HA8 = 2,01 cm²

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,25 \Rightarrow \beta = 0,920 ; K_1 = 47,50$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,60 \times 10^3}{0,920(8)(2,01 \times 47,50)} = 0,853 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On a $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ \Longrightarrow (Condition vérifiée).

* *Etat limite d'ouverture des fissures :*

La fissuration est prise préjudiciable

$$\sigma_s = \sigma_{bc} ; K_1 = 0,853 \times 47,50 = 40,55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$$

On a $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ donc le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire.

Conclusion :

On remarque que notre acrotère est à l'abri d'un éventuel séisme puisque les conditions à l'ELS sont vérifiées.

On note alors pour les armatures minimales déjà calculées à savoir :

- Armatures réelles : 4 HA 8
- Armatures de répartition : 3 HA 8

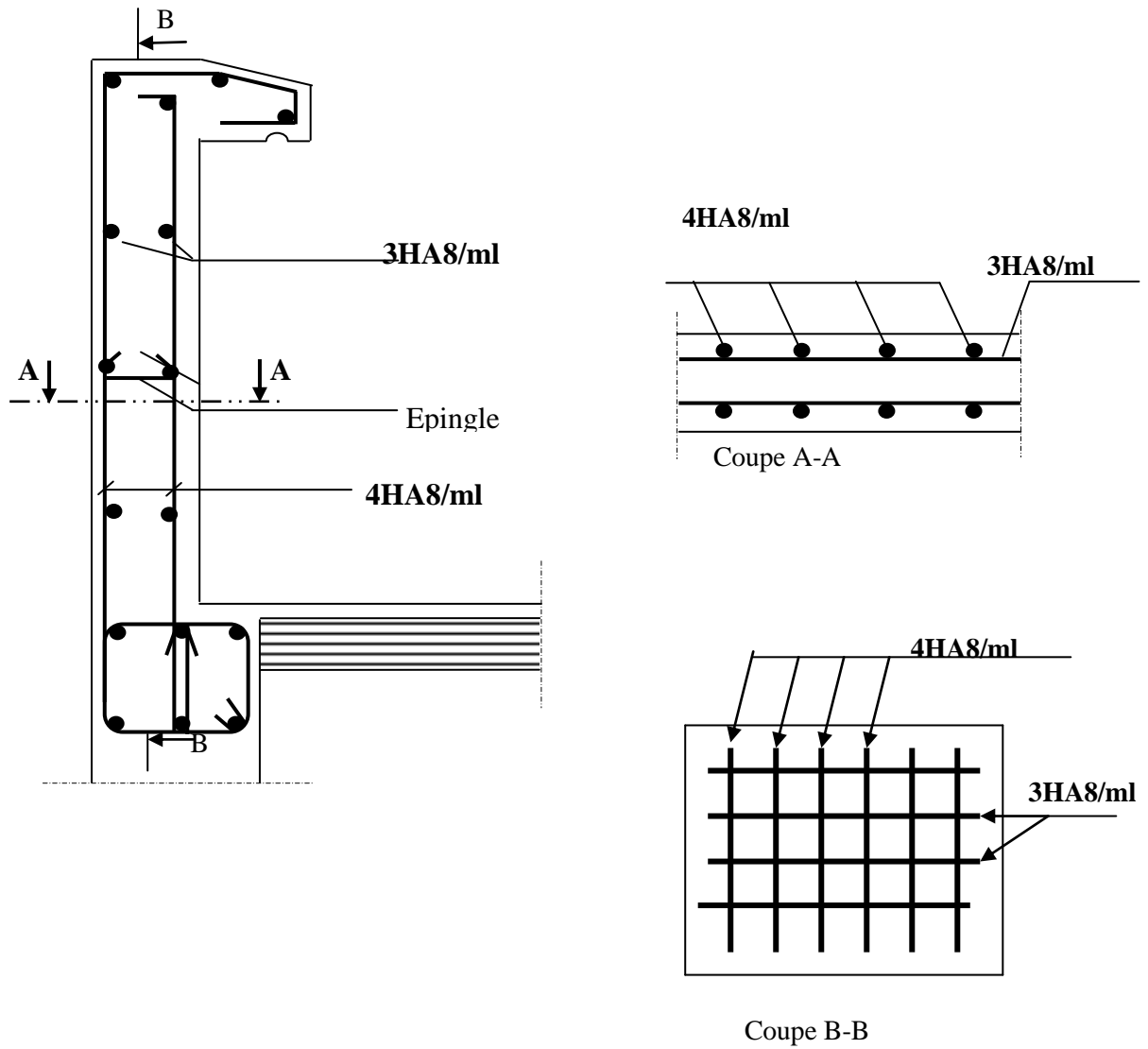


Figure III.6.2 : Plan de Ferrailage de l'acrotère.

IV. Etude du contreventement

Introduction:

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout Bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales; vent et séisme. Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage ;
- De système (poteaux – poutres) formant portiques étages ;
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion ;
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

IV .1. Caractéristiques géométriques des voiles :

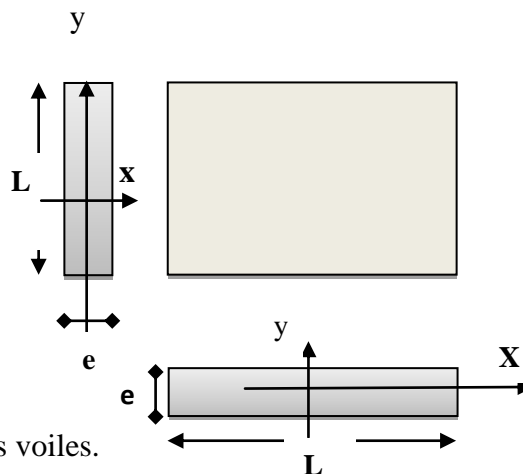
IV.1.1. Inertie des voiles :

a. Voiles longitudinaux :

$$I_y = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_x = \frac{Le^3}{12} \ll I_y \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles.}$$

Longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)



b. Voiles transversaux :

$$I_x = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_y = \frac{Le^3}{12} \ll I_x \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y).}$$

IV.1.2. Calcul de l'inertie des voiles :

a) Sens Transversal :

somme	Colonne1	Colonne2	Colonne3	#REF!
1	VT1	4	0,2	1,06666667
RDC+	VT2	4	0,2	1,06666667
Etage 1-10	VT3	4	0,2	1,06666667
	VT4	4	0,2	1,06666667
somme				4,26666667

Tableau IV.1 : Inertie des voiles transversaux.

b) Sens Longitudinal :

niveau	voiles	L (m)	e (m)	IX (m)
	VL1	1,5	0,2	0,05625
	VL2	1,5	0,2	0,05625
	VL3	1,5	0,2	0,05625
	VL4	1,5	0,2	0,05625
RDC+	VL5	3,5	0,2	0,71458333
Etage 1-10	VL6	3,5	0,2	0,71458333
	VL7	2	0,2	0,13333333
	VL8	2	0,2	0,13333333
	VL9	0,49	0,2	0,00196082
	VL10	0,56	0,2	0,00292693
	VL11	2,25	0,2	0,18984375
	VL12	1,25	0,2	0,03255208
	VL13	1,25	0,2	0,03255208
somme				2,180669

Tableau IV.2 : Inertie des voiles longitudinaux.

IV.2. Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes «*CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME*» qui consiste à attribuer une inertie Fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend a **1[m4]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une «*inertie fictive*» puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

IV .2.1.Calcul des flèches du refonds :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I= I[m4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «*moment des aires*». Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales a **1tonne** est une succession de trapèzes superposés et de limites par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), au-dessous est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum s_i d_i}{EI}$$

Avec :

S_i : surface du trapèze.

d_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$s_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze a sa plus petite base : $d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3(b_i + b_{i+1})}$

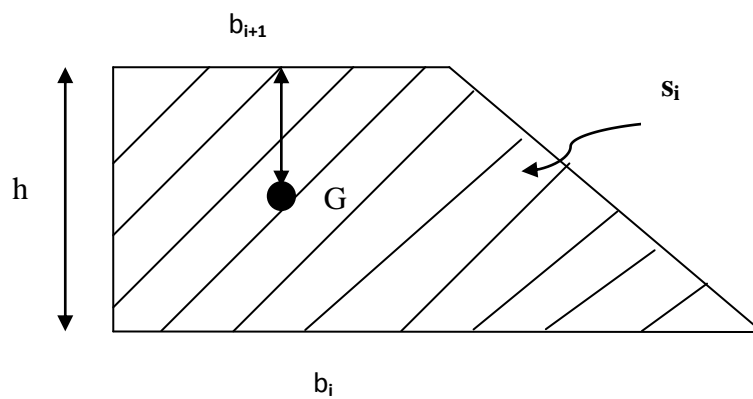


Fig. IV.2.1 : La section de trapèze.

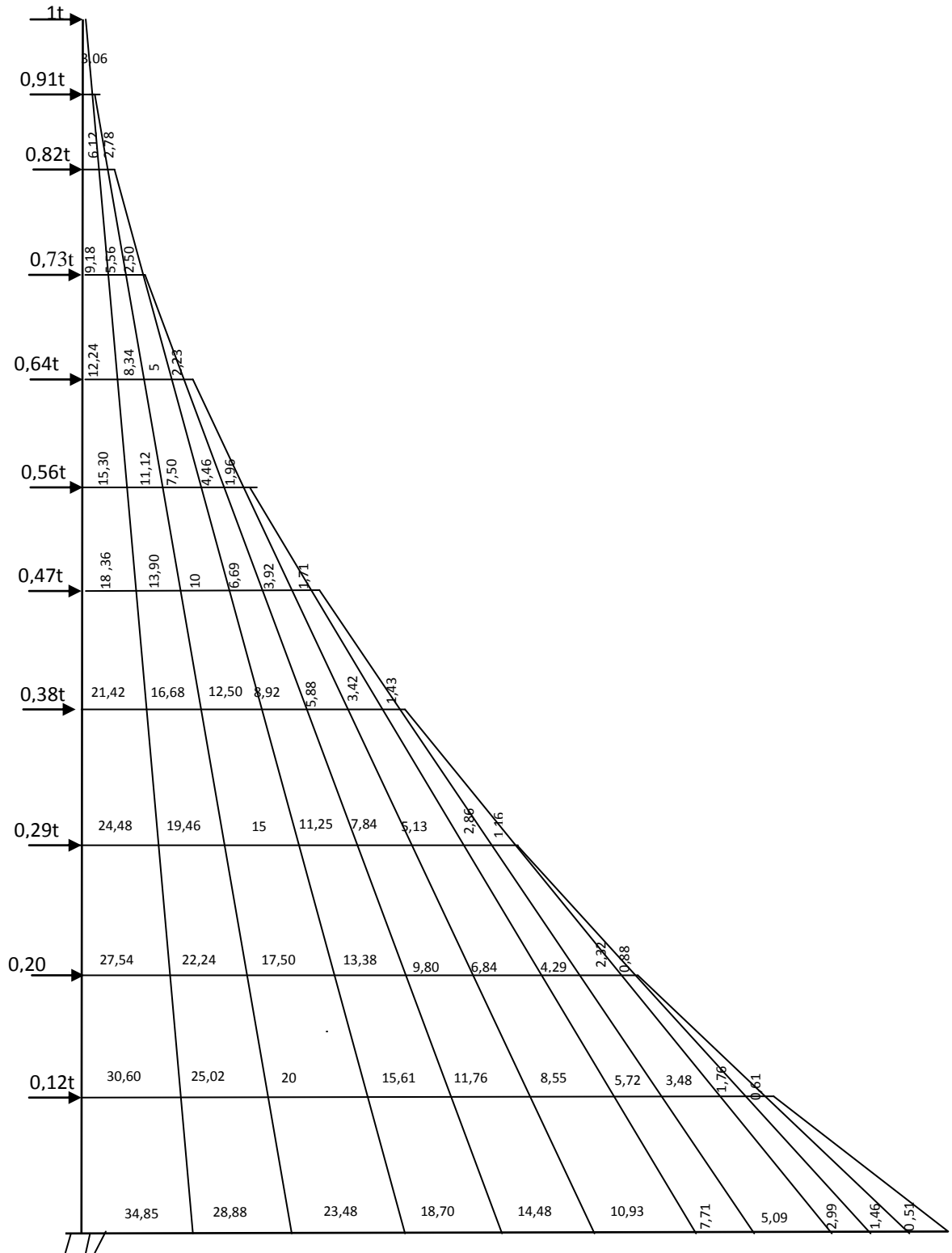


Fig. IV.2.2 : Diagramme des moments des aires

➤ Le tableau suivant donne les aires ((Si)) et la position du centre de gravite ((di)) :

Niveau	H(m)	bi(m)	b _{i+1} (m)	di(m)	Si(m ²)	di Si(m ³) ×	∑Si x di =EI. f _i
10	3,06	3,06	0	2,040	4,682	9,551	65658,520
9	3,06	9,18	3,06	1,785	18,727	33,428	57812,854
8	3,06	18,36	9,18	1,700	42,136	71,632	50000,615
7	3,06	30,6	18,36	1,658	74,909	124,161	42279,109
6	3,06	45,9	30,6	1,632	117,045	191,017	34734,295
5	3,06	64,26	45,9	1,615	168,545	272,200	27480,782
4	3,06	85,68	64,26	1,603	229,408	367,709	20661,834
3	3,06	110,16	85,68	1,594	299,635	477,544	14449,367
2	3,06	137,7	110,16	1,587	379,226	601,705	9043,948
1	3,06	169,32	137,7	1,583	469,741	743,376	4674,798
RDC	4,08	203,94	169,32	2,103	761,450	1601,384	1601,384

Tableau IV.3 : Valeurs de la flèche pour chaque niveau.

$$F_{RDC} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=2} S_i d_i = \frac{1601,384}{EI}$$

$$F_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=8} S_i d_i = \frac{34734,295}{EI}$$

$$F_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=3} S_i d_i = \frac{4674,798}{EI}$$

$$F_7 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=9} S_i d_i = \frac{42279,109}{EI}$$

$$F_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=4} S_i d_i = \frac{9043,948}{EI}$$

$$F_8 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=10} S_i d_i = \frac{50000,615}{EI}$$

$$F_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=5} S_i d_i = \frac{14449,367}{EI}$$

$$F_9 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=10} S_i d_i = \frac{57812,854}{EI}$$

$$F_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=6} S_i d_i = \frac{20661,834}{EI}$$

$$F_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=7} S_i d_i = \frac{27480,782}{EI}$$

$$F_{10} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=10} S_i d_i = \frac{65658,520}{EI}$$

IV.2.2. Déplacement des portiques :

Le déplacement de chaque niveau : $\Delta_n = \Psi_n \times h$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{Pn}} + \frac{E_{\theta n} + E_{\theta n-1}}{2}$$

Le déplacement du portique au niveau « i » : $\Delta_i = \sum \Delta_n$

➤ Rotation d'étage :

- La rotation d'un poteau encasté à la base au 1^{er} niveau : $E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$
- La rotation de chaque poteau encasté au 1^{er} niveau : $E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$
- La rotation d'un poteau des étages courants : $E_{\theta n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$

Avec : $M_n = T_n \times h$

K_{tn} : raideur des poutres $\rightarrow K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux $\rightarrow K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

IV.2.3. Inertie fictive :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n}$$

Avec : $D_n = \sum \Delta_n$

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau i.

f_n : flèche du refend au même niveau i.

D_n : déplacement du niveau i (somme des déplacements des portiques du niveau i).

Δ_n : déplacement du portique au niveau i

ΣK_{tn} : Somme des raideurs des poutres du niveau n.

ΣK_{pn} : Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

E : module de Young.

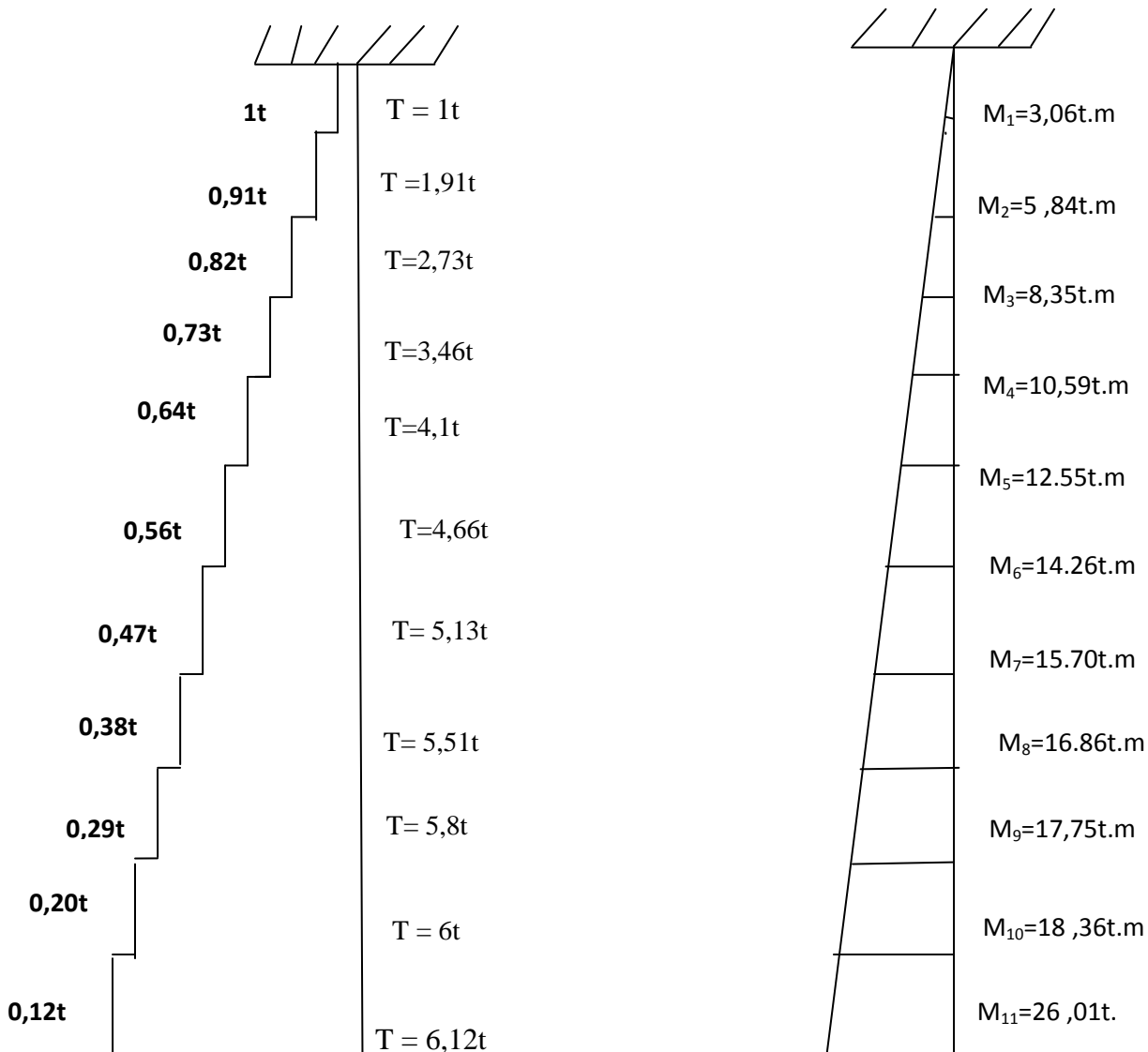


Fig. IV.2.3 : Les valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant par niveaux

Remarque:

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux Sont résumées dans les tableaux qui suivent :

❖ Sens longitudinal:

Inertie fictive des portiques longitudinaux

<i>niv</i>	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^{-3}$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^{-3}$	$E\theta_n \times 10^3$	$E\psi_n \times 10^3$	$E\Delta_p \times 10^3$	$\Sigma E\Delta_p \times 10^3$	EF_i	$I_{eiv}(m^4)$
10	0	3,06	8,4	2,1	0,061	0,152	0,465	26,807	65658,52	2,449
9	3,06	6,12	8,4	2,1	0,182	0,304	0,929	26,342	57812,85	2,195
8	6,12	9,18	8,4	2,1	0,304	0,456	1,394	25,414	50000,62	1,967
7	9,18	12,24	8,4	2,1	0,425	0,607	1,859	24,021	42279,11	1,760
6	12,2	15,3	8,4	2,1	0,547	0,759	2,323	22,162	34734,3	1,567
5	15,3	18,36	8,4	2,1	0,668	0,911	2,788	19,848	27480,78	1,385
4	18,4	21,42	8,4	2,1	0,790	1,063	3,252	17,060	20661,83	1,211
3	21,4	24,48	15,44	2,1	0,911	1,104	3,378	13,808	14449,37	1,046
2	24,5	27,54	15,44	2,1	1,033	1,242	3,801	10,429	9043,948	0,867
1	27,5	30,6	19,92	2,1	1,154	1,363	4,171	6,629	4674,798	0,705
RDC	31,6	34,68	19,92	2,1	1,316	0,803	2,458	2,458	1601,384	0,652
Imoy										1,43

❖ Sens transversal :

Inertie fictive des portiques transversale

<i>niv</i>	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^3$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^3$	$E\theta_n \times 10^3$	$E\psi_n \times 10^3$	$E\Delta_i \times 10^3$	$\Sigma E\Delta_i \times 10^3$	EF_i	$I_{ey}(m^4)$
10	0	3,06	8,4	2,099	0,061	0,152	0,465	26,807	65658,52	2,449
9	3,06	6,12	8,4	2,099	0,182	0,304	0,929	26,342	57812,85	2,195
8	6,12	9,18	8,4	2,099	0,304	0,456	1,394	25,414	50000,62	1,967
7	9,18	12,24	8,4	2,099	0,425	0,607	1,859	24,021	42279,11	1,760
6	12,2	15,3	8,4	2,099	0,547	0,759	2,323	22,162	34734,3	1,567
5	15,3	18,36	8,4	2,099	0,668	0,911	2,788	19,848	27480,78	1,385
4	18,4	21,42	8,4	2,099	0,790	1,063	3,252	17,060	20661,83	1,211
3	21,4	24,48	15,44	2,099	0,911	1,104	3,378	13,808	14449,37	1,046
2	24,5	27,54	15,44	2,099	1,033	1,242	3,801	10,429	9043,948	0,867
1	27,5	30,6	19,92	2,099	1,154	1,363	4,171	6,629	4674,798	0,705
RDC	31,6	34,68	19,92	2,099	1,316	0,803	2,458	2,458	1601,384	0,652
Imoy										1,43

VI.2.4. Inerties moyennes des portiques :

❖ **Tableau IV.6. Inertie moyennes sens longitudinal :**

Niveau	10	9	8	7	6	7	4	3	2	1	RDC
I_{ex}(m⁴)	2,449	2,195	1,967	1,760	1,567	1,385	1,211	1,046	0,867	0,705	0,652
Imoy(m⁴)	1,43										

❖ Tableau IV.7. Inertie moyennes sens transversal :

Niveau	10	9	8	7	6	7	4	3	2	1	RDC
Iey(m ⁴)	2,449	2,195	1,967	1,760	1,567	1,385	1,211	1,046	0,867	0,705	0,652
Imoy(m ⁴)	1,43										

IV.2.5. Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

❖ Tableau IV-8) pourcentage des inerties sens longitudinal :

	Imoy par niveau (m ⁴)	% de participation
Portique	1.43	39.62%
Voile	2.18	60.38%
Somme	3.61	100 %

❖ Tableau IV-9 :pourcentage des inerties sens transversal :

	Imoy par niveau (m ⁴)	% de participation
Portique	1.43	25.13%
Voile	4.26	74.86%
Somme	5.69	100 %

Conclusion :

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, *le RPA* recommande ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20 %** des sollicitations dues aux charges verticales ;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ;

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25 %** de l'effort tranchant d'étage.

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans les deux sens transversal et longitudinal

L'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un Contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.

- ★ D'où le coefficient de comportement **R = 5** (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003).

V. Présentation du logiciel ETABS

Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur *la méthode des éléments finis (MEF)*, permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la *MEF*, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la *MEF* et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul. Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans efforts les résultats fournis par l'ordinateur.

V.1. Concept de base de la MEF :

La méthode des éléments finis est une généralisation de *la méthode de déformation* pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « *la théorie des poutres* ». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivé sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de *la matrice de rigidité de l'élément*. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnus les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidités de chaque élément.

V.2. Description de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement .Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. *L'ETABS* offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, ...etc.

❖ Rappel : (terminologie)

- ✓ *Grid line* : ligne de grille. Joints : nœuds.
- ✓ *Frame* : portique (cadre).
- ✓ *Shell* : voile. Elément : élément.
- ✓ *Restraints* : degrés de liberté (DDL). Loads : charge.
- ✓ *Uniformedloads* : point d'application de la charge. Define : définir.
- ✓ *Material* : matériaux. Concrete : béton.
- ✓ *Steel* : acier.
- ✓ *Frame section* : coffrage. Column : poteau.
- ✓ *Beam* : poutre.

V.3. Manuel d'utilisation du l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version *ETABS V.9.6.0*. Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS.



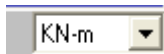
V.3.1. Etapes de modélisation :

A. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

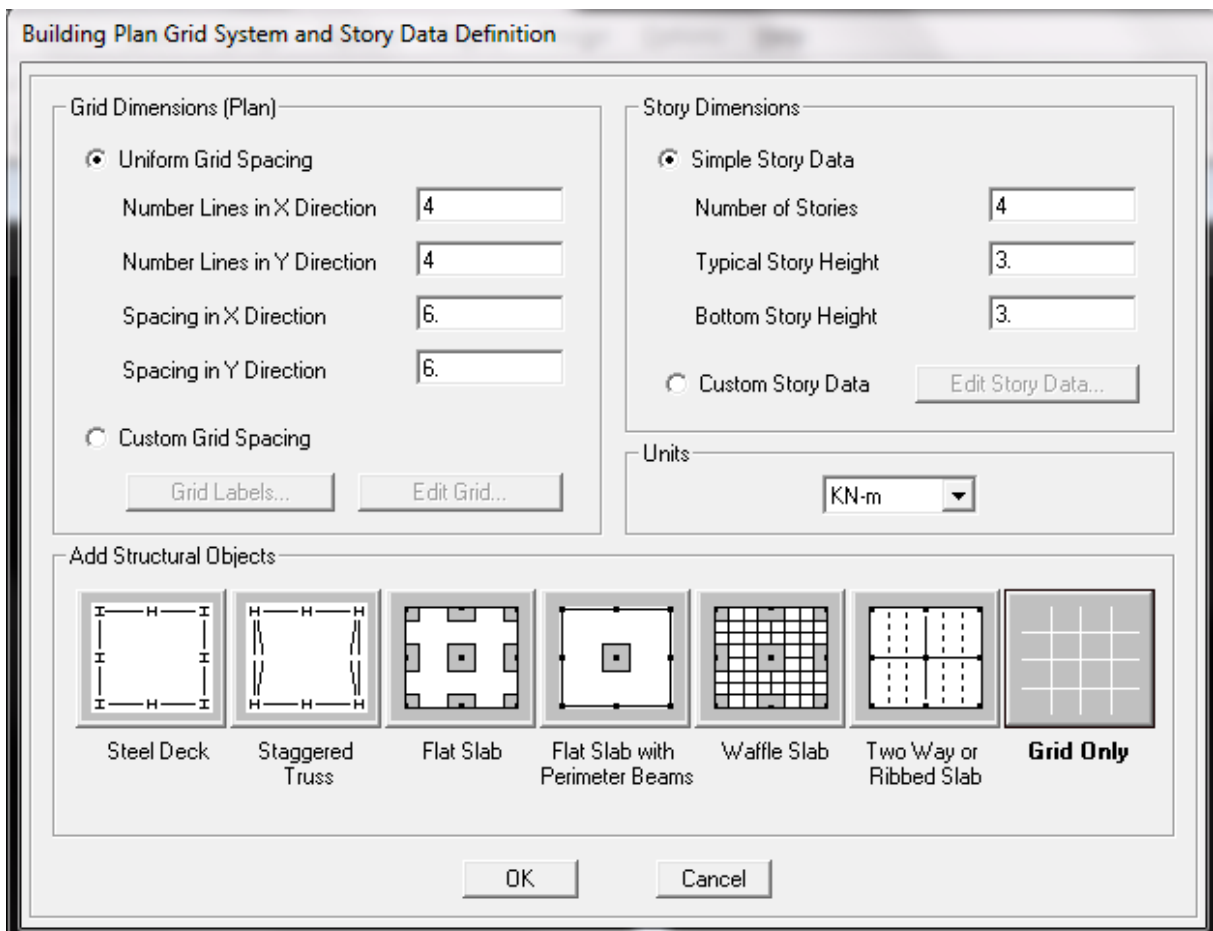
a. *Choix des unités :*

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et les déplacements.



b. *Géométrie de base :*

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**). Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.

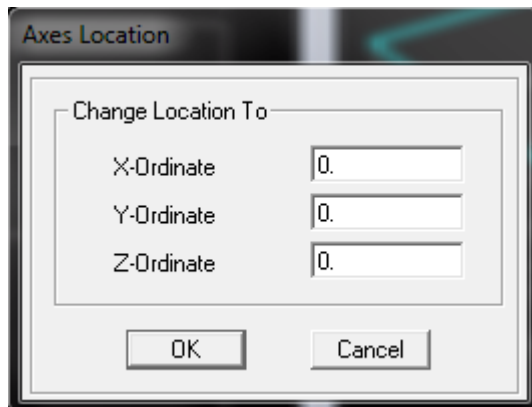


Pour une construction en **Auto-Stable**, on choisit la première icône, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X (**Numberlines in X direction**).
- Le nombre des lignes dans la direction Y (**Numberlines in Y direction**).
- Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of baysalong Y**).
- Hauteur d'étage (**story High**).
- Longueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (Entre axes).
- Longueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (Entre axes).
- Le nombre d'étage (**Number of stories**).
- La hauteur d'étage courant (**typical story High**).
- La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**).

c. Modification de la géométrie de base :

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et en le met au centre de la structure et ce à partir de menu (**View-change axes location**) une boîte de dialogue sera apparaître, dans cette dernière en peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position en injectant des valeurs des coordonnées **x, y et z**.



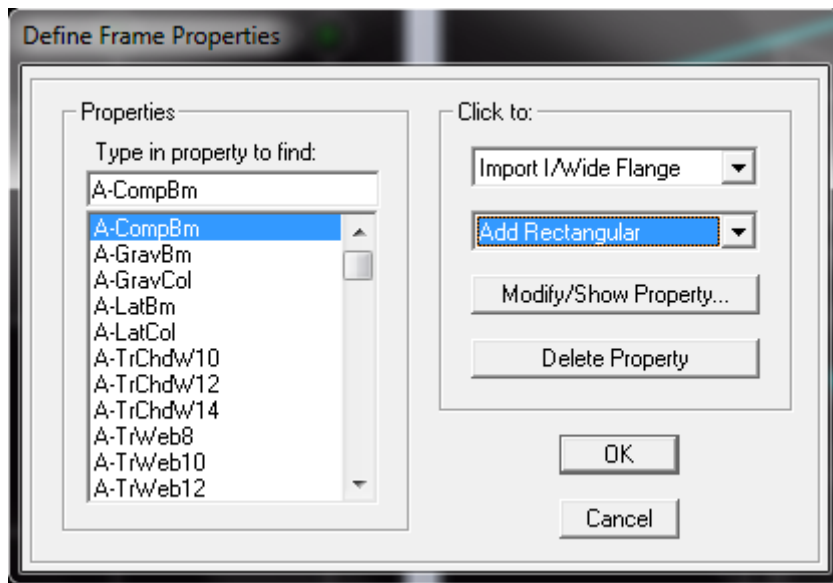
Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément correspond une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille ; en double cliquant sur n'importe qu'elle grille ; on aura une boîte de dialogue-on coche la case *spacing*, et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions, enfin on valide avec OK.

B. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser

a. *Choix des sections :*

Il existe une multitude de sections prédéfinies dans ETABS. Il est possible par exemple, de choisir parmi une longue liste de profiles en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas "**standard**", il faut d'abord définir des nouvelles propriétés de section pour les poutres et poteaux. Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants.

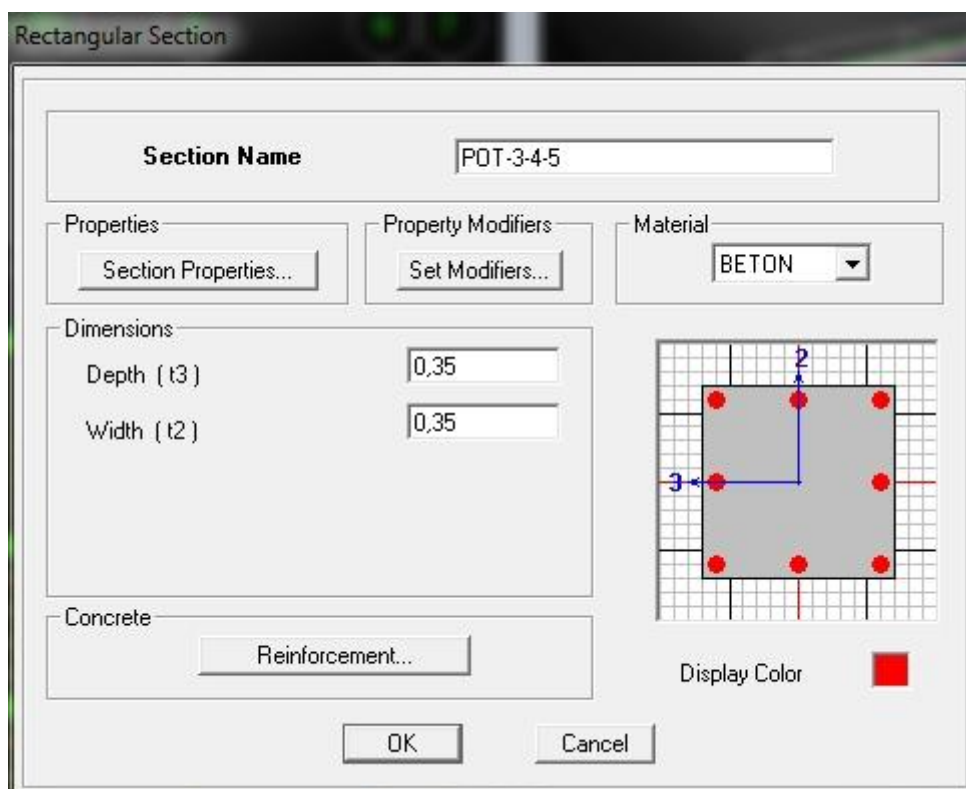


b. Définition des sections :

Dans le menu déroulant choisir : **Define** puis **Frame sections** comme nos sections sont rectangulaires on choisit dans la liste d'ajout de section : **Addrectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boîte).



La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

- Nom de la section **Section Name** choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC-Hauteur : Depth-Largeur : width**






c. Affectation des sections aux éléments des portiques :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

- Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil des élections rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.
- Dans la barre d'outil nous cliquons sur  où **Assign-Frame-sections-On** aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame sections** et dans la liste on choisit **Frame section -Name** : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et

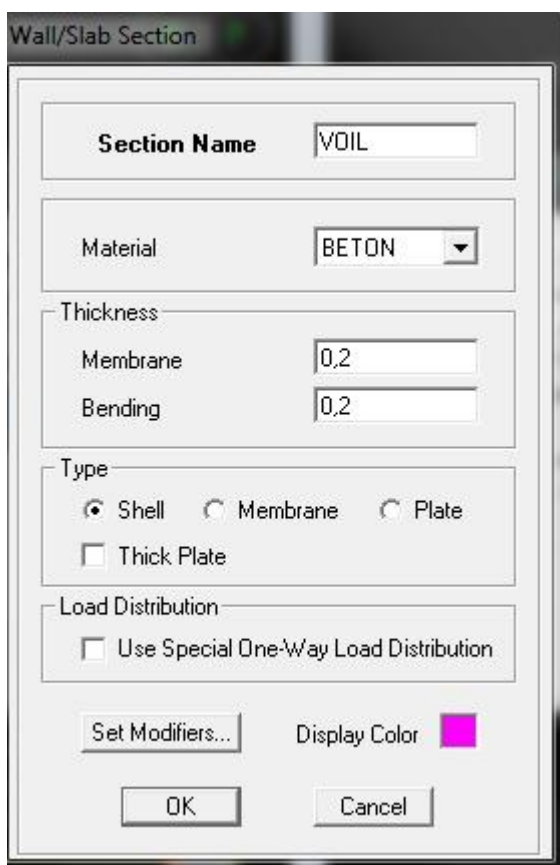
on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de la structure. On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.

- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (une seule clique suffira pour le tracer).
- Pour tracer librement l'élément on choisit  et en clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.




NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils .

d. Définition des voiles :

Define –Wall/slab/deck section. Cliquez sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.



❖ **Pour rajouter des voiles :**

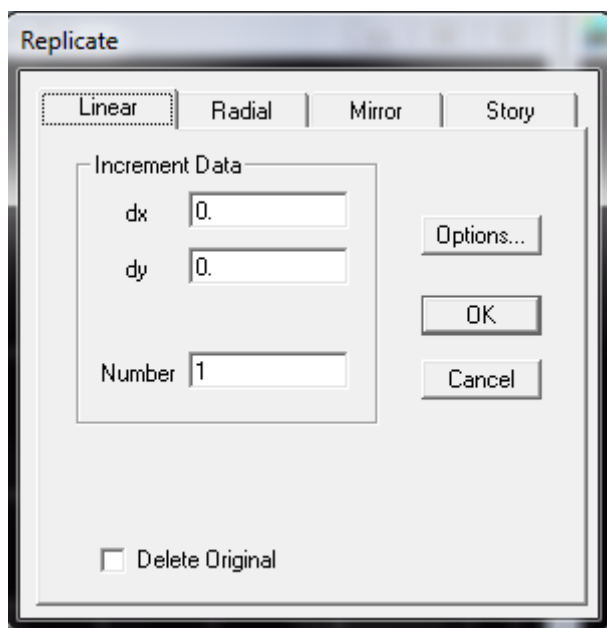
- Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.
- Pour tracer le voile librement on choisit .
- Pour affecter **Shell sections** au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisit la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.

Remarque :

Quand la structure n'est régulière en plan et qu'elle dispose de beaucoup de décrochement il vaut mieux créer un modèle à un seul plancher et lui faire les modifications nécessaire ensuite le copier pour cela **ETABS** nous offre des outils de travail très performants tel que : linear, radial, mirror et story, copier,... etc.

Après sélection : **Edit-Replicate (Ctrl+R)** comme indiqué sur la figure suivante, dans le cas où on veut faire des copies linéaires, on a qu'à introduire les distances entre les éléments sélectionnés et ceux à créer (dx,dy, number) et le nombre de copies à faire ,pour une structure à 14 niveaux :


- Après avoir créé et modifier le premier niveau, on sélectionne tout **Edit-Replicate(Ctrl+R)**.
- Pour X et Y c'est zéro et pour z c'est la hauteur d'étage et mettre 6 pour **Number OK**.



C. Troisième étape :

La troisième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc..) pour la structure à modéliser.

a. Appuis :

(restraints)-Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris. -On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints(support)**,ou en cliquant sur . -cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A) -ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés de liberté à un nœud quelconque- pour les autres nœuds :

Translation dans le sens de X (libérer translation 1). Translation dans le sens de Y (libérer translation 2). Rotation autour de Z (libérer rotation about 3).

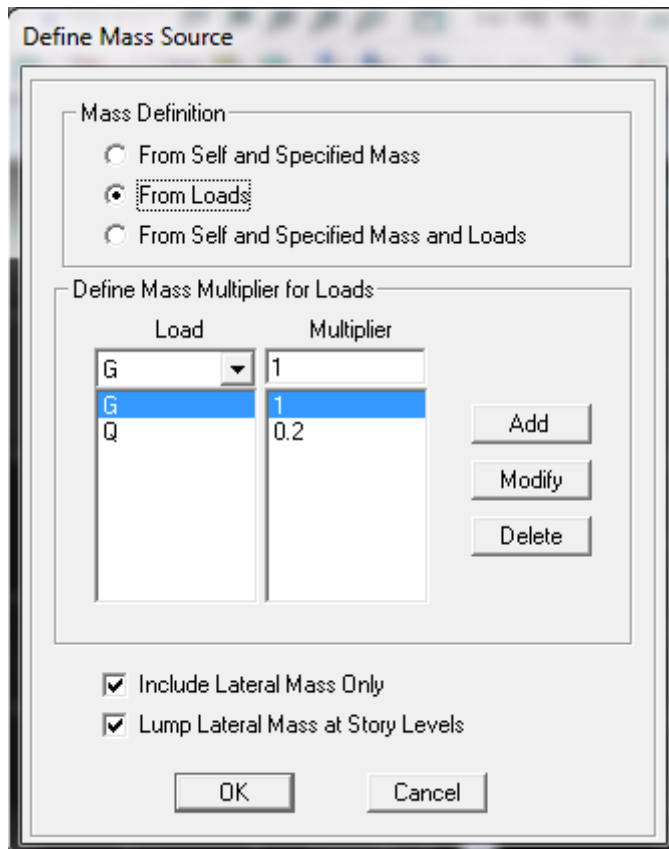
Pas de translation dans le sens de Z ; pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation 3 rotation about 1 et rotation about 2).



b. Masse-Source (masse revenant à chaque plancher) :

La masse des planchers est supposée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notion de **Masse Source**.

- Pour créer ces masses on passe par **difine** puis **masse source** une fenêtre sera apparaître- on donne la valeur 1 pour la charge permanente.



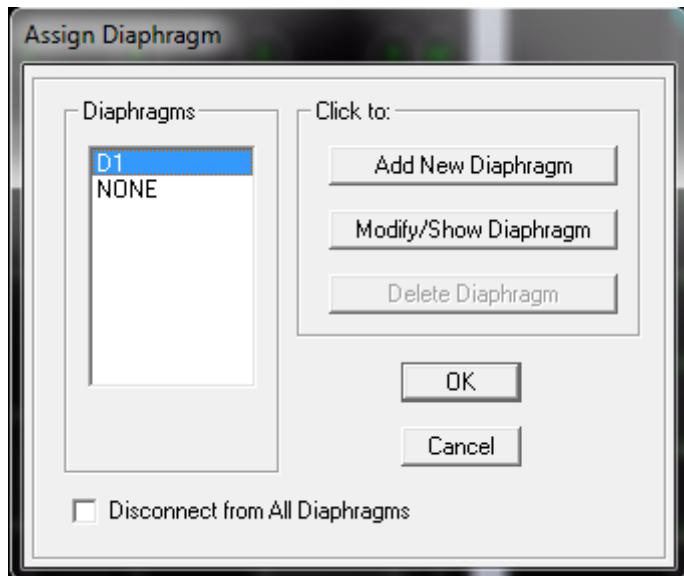
Remarque :


Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitations comme des charges réparties en cochant la case **fromload** **diaphragmes (constraints)** :

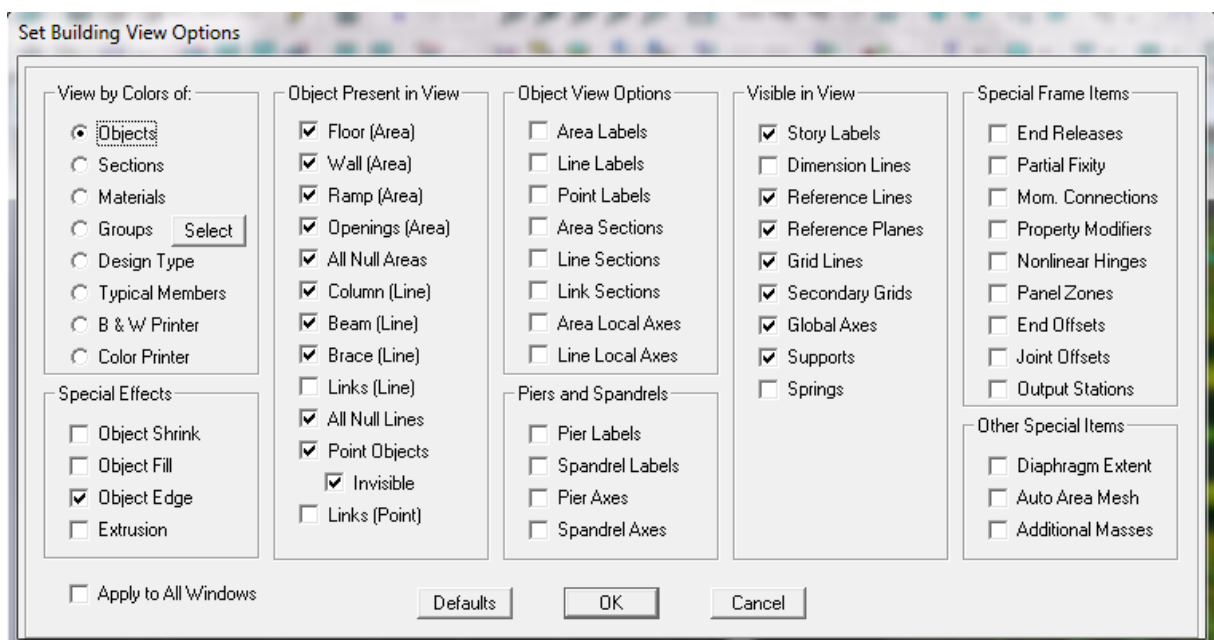
Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher a son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :- sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y dans le menu déroulant :

Assigne/pointnt – rigide diaphragm

- on choisit **Adddiaphragm** →



On va appeler cette **D1** : ETAGE 1.- on refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler **D2** et ainsi de suite pour tous les autres plancher. Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds d'éléments. etc.) alors sélectionné la fenêtre 3D du modèle puis cliqué sur l'icône **Set elements** .



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :- nom des poutres et poteaux et les numéros des nœuds (labels)- restraints : d d 1- constraints : diaphragme...etc. -Masses- Axes locaux- Section des éléments- Hide pour faire cacher l'élément- ...etc.

D. Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

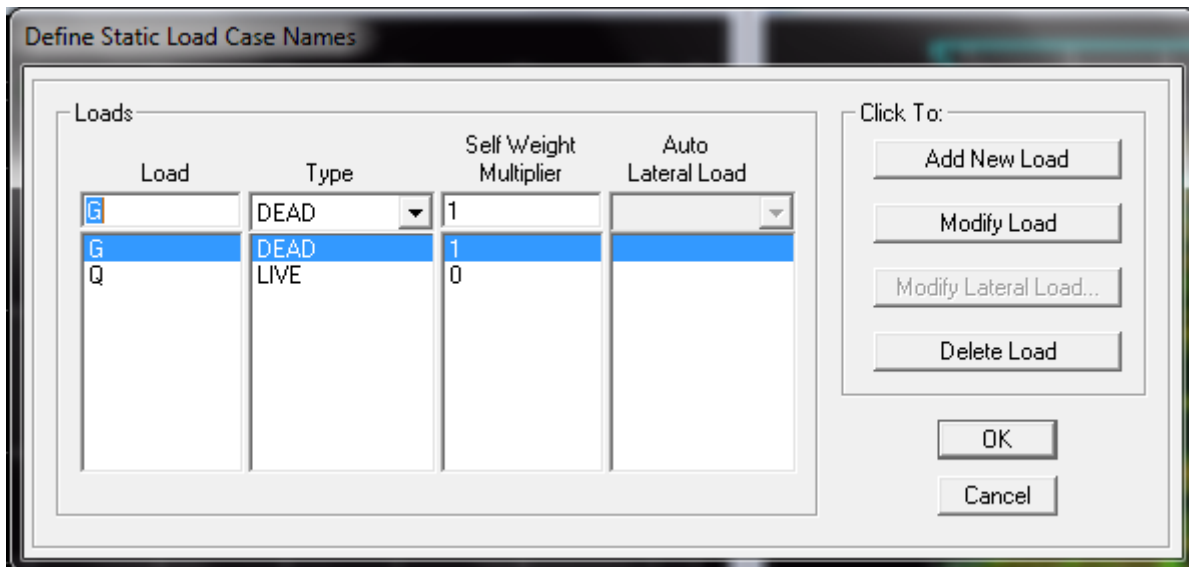
a. charge statique :

a. 1. définition des charges statiques :

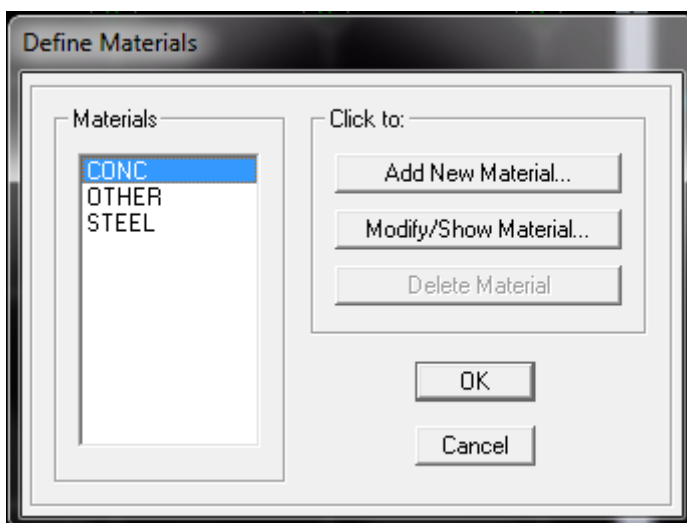
Choisir dans le menu déroulant : **Define** → **Staticload cases**

- Pour les charges permanentes : entré **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weigth multiplié) et cliquer sur **add newLoad**.

- Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne (**Add new load**) – **OK**.



Define – Materials- pour l’ajout d’un nouveau matériau : cliquer sur **Add new material**



Pour modifier les caractéristiques du béton : Sélectionner **CONC** et cliquer sur **Modify/ShowMaterial**.

Material Property Data

Material Name BETON

Display Color
Color

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Type of Design
Design Concrete

Analysis Property Data

Mass per unit Volume 2.5

Weight per unit Volume 25.

Modulus of Elasticity 32164200.

Poisson's Ratio 0.2

Coeff of Thermal Expansion 9.900E-06

Shear Modulus 13401750.

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)

Specified Conc Comp Strength, f'c 25000.

Bending Reinf. Yield Stress, fy 400000.


Shear Reinf. Yield Stress, fys 400000.

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduc. Factor

OK Cancel

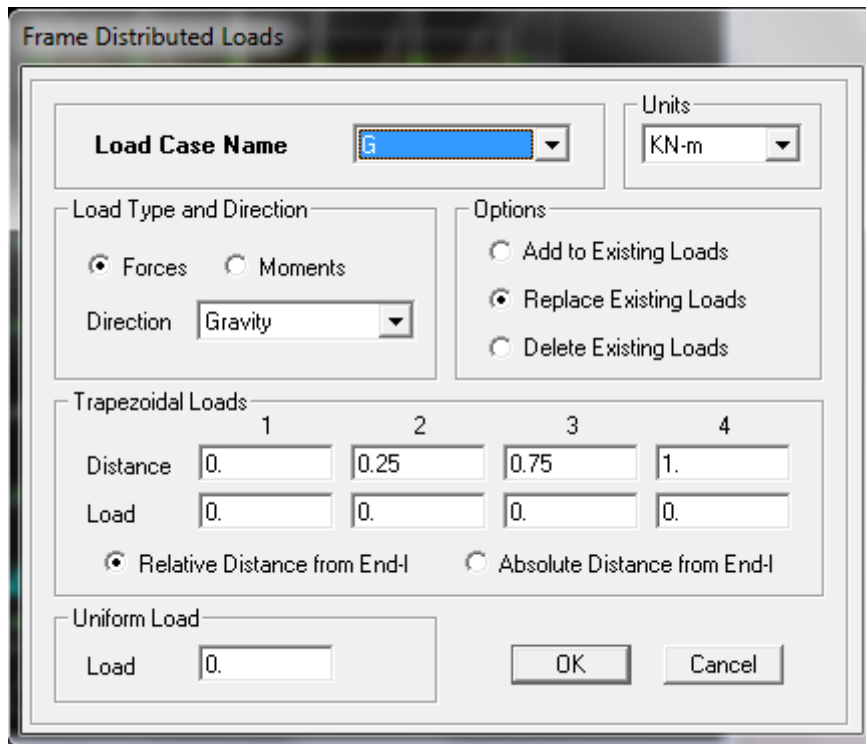
a.2. chargement :

Après la sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve dans la barre d'outil dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

-Le nom de la charge-son type (force ou moment).

-Sa direction.

-La valeur et le point d'application, enfin on valide avec OK (pour annuler on clique sur cancel).

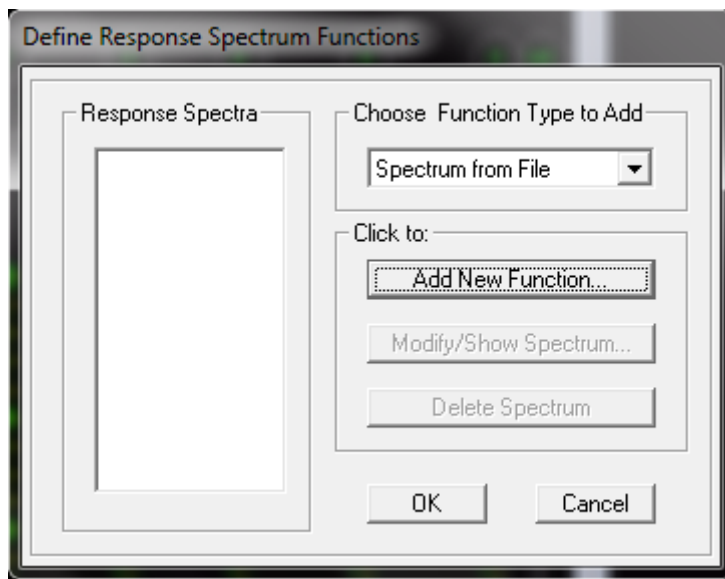


Pour charger un voile on clique sur 

b. charge sismique :

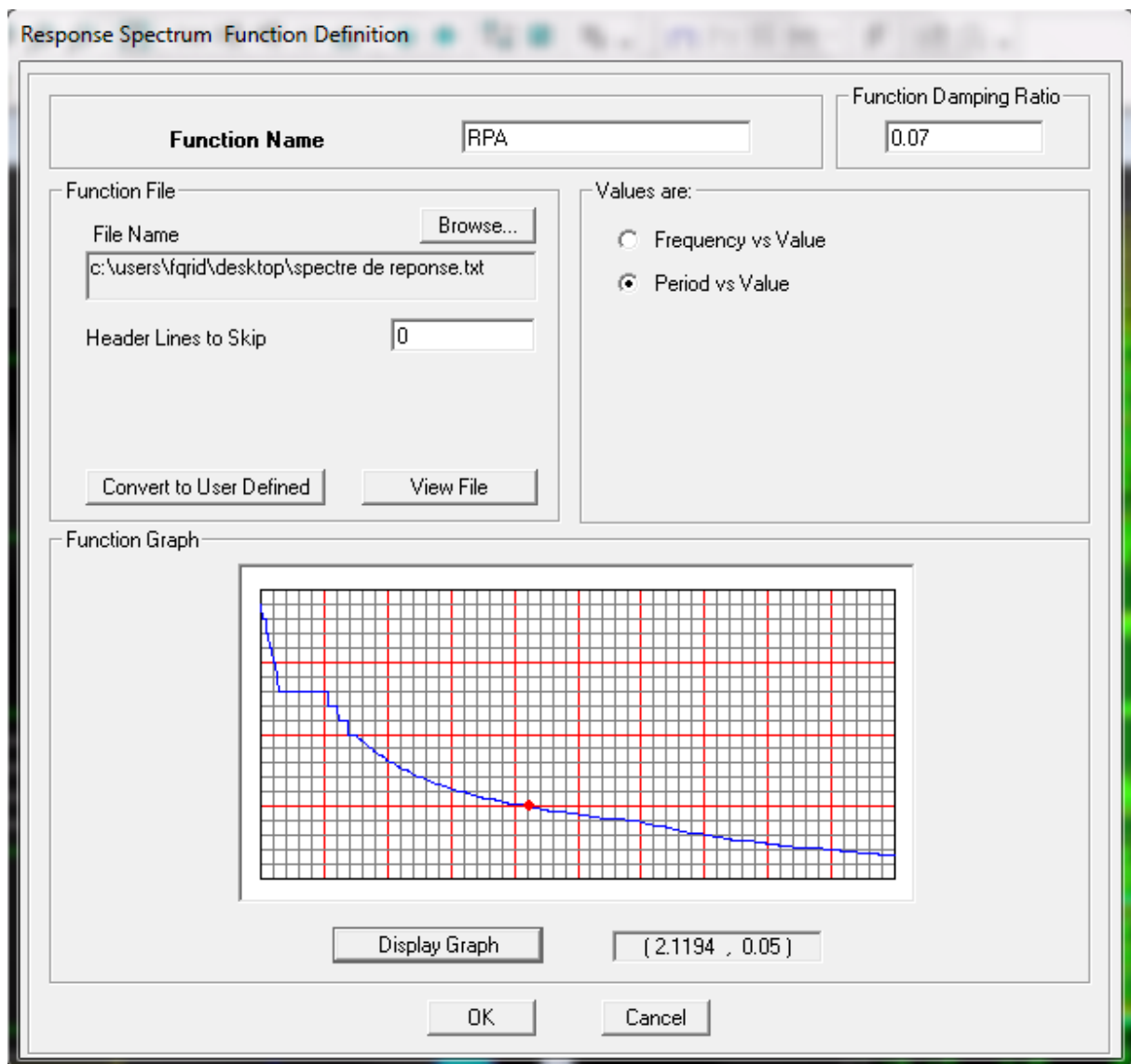
b. 1. Spectre de réponse :

Define → **Réponse spectrumfunction** → on clique sur **Addspectrumfrom file**
 puis on introduit le nom de la fonction →



Remarque :

On peut introduire le spectre sous forme de fichier texte c'est-à-dire avec une extension .txt : Cliquer sur **Addspectrumfrom file**. Cliquer sur **browser** chercher le fichier texte qui contient le spectre qu'on a préparé bien avant avec les programmes appropriés comme celui conçu par le CGS, donnant le spectre de réponse du RPA99 , ce fichier doit seulement comporter les valeurs de T et de l'accélération (deux colonnes). Cocher **period and values** puis sur **OK**.

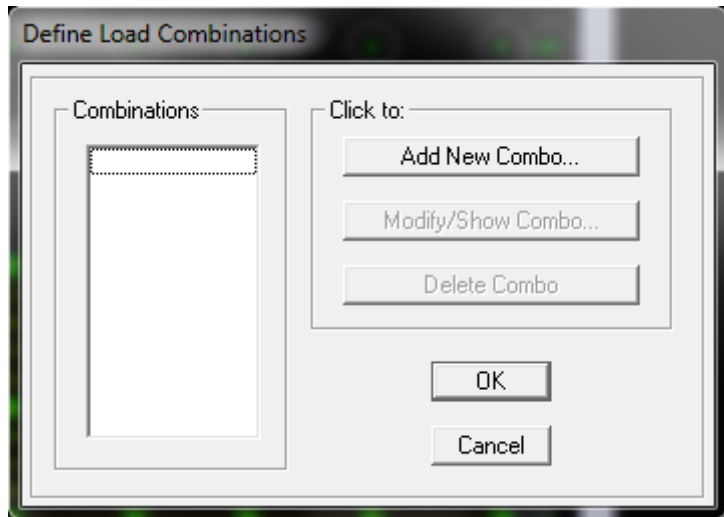


ETABS a des spectres de réponse prédéfinis qui sont ceux caractérisant le sol américain (UBC94S1, UBC94S2, UBC94S3, UNIT).

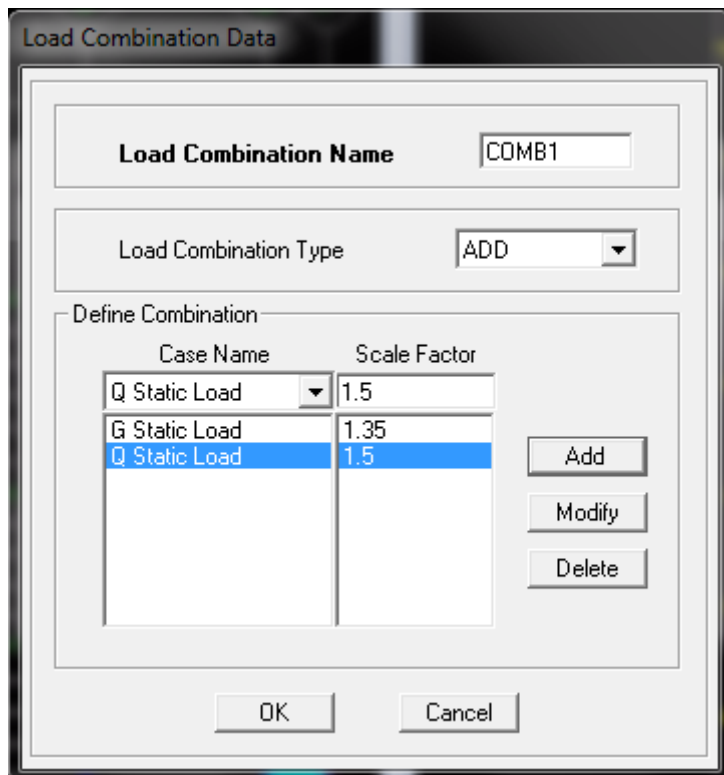
E. Cinquième étape :

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges **Define** →

Loadcombination



Puis on clique sur **Add new Combo** →



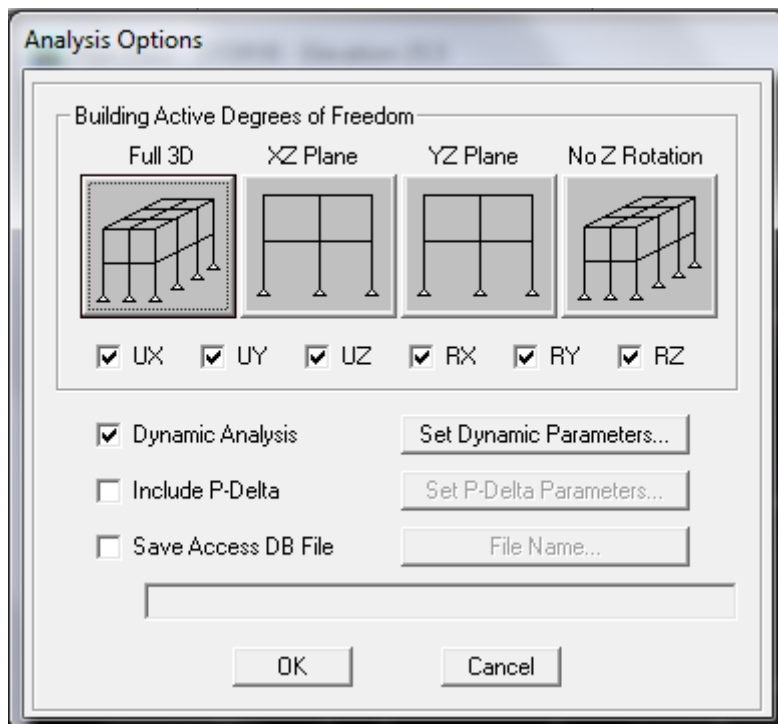
Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliquer sur **Add new Combo**, on aura à introduire : Le nom de la combinaison et les charges avec leur coefficients par exemple l'ULU (**1.35G + 1.5Q**).

- Choisir **G** dans Case Name et introduire **1.35** dans Scale Factor et cliquer sur Add. - choisir **Q** dans Case Name et introduire **1.5** dans Scale Factor et cliquer sur AddValider avec **OK** et on revient à la fenêtre de **Define**→**Loadcombination**. -Pour définir le coefficient d'une autre combinaison on refait le même travail. -Pour modifier le coefficient d'une charge on clique sur **modify**. -Pour modifier une combinaison : sélectionner la combinaison et cliquer sur **Modify**.

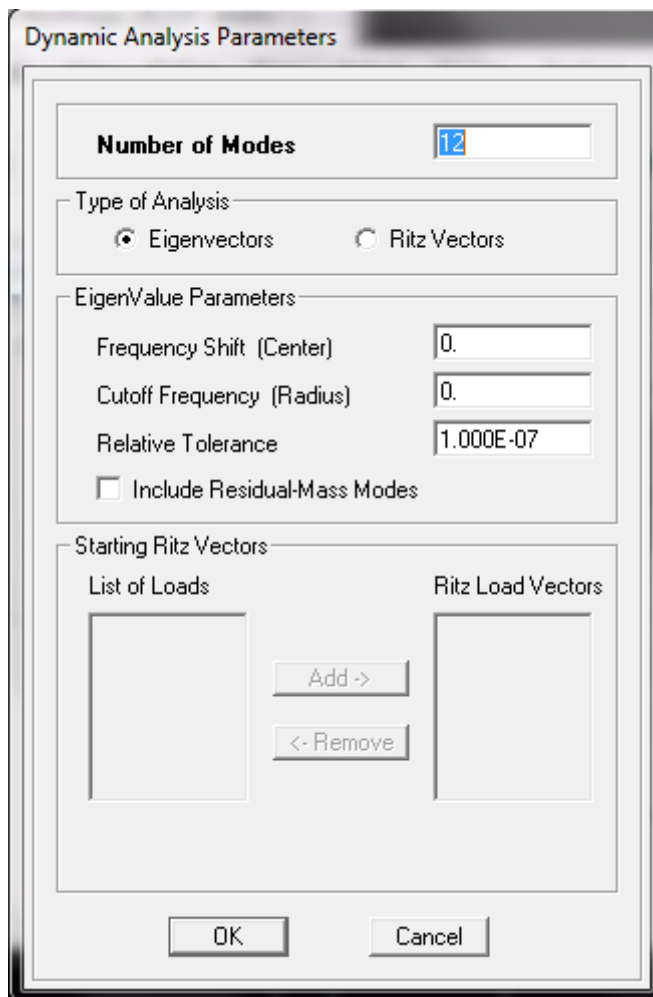
F. Sixième étape :

La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier les modes propres en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

Modes de vibration : Analyze → Set analysis Options




Cocher **DynamiAnalysis** et cliquer sur **Set Dynamieparameters** →



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

❖ Exécution :

Analyze → **Run(F5)**, ou cliquer sur  L'ETABS va demander un nom pour le Fichier c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement chose qui peut être bien avant avec **:File** → **Save as**.

G. Septième étape :

La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.

a. Résultat sur fichier :

S'il n'y a pas eu d'erreur lors de l'exécution du problème les résultats choisis avec **Set Options** dans le menu **analyze** se retrouvent dans un fichier. **OUT**, généré par l'analyse.

Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que **Win Word. Word pad** ou le **bloc not** de Windows ; pour le faire :

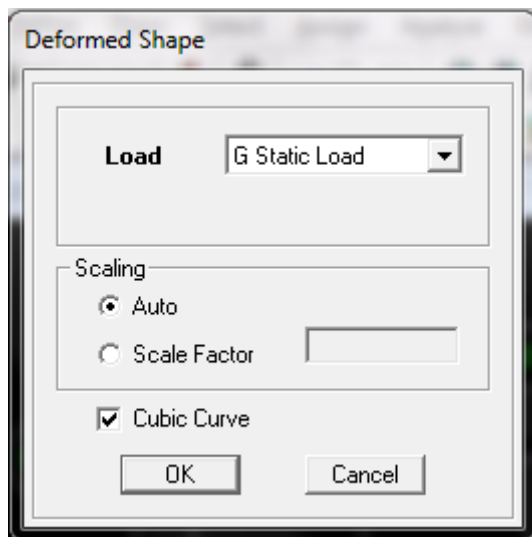
- fermer l'ETABS sans arrêter l'analyse. - chercher le fichier **.Out** avec la recherche de Windows.

b. visualisation des résultats à l'écran :


L'interface graphique de l'ETABS permet de visualiser les résultats sous différentes formes.

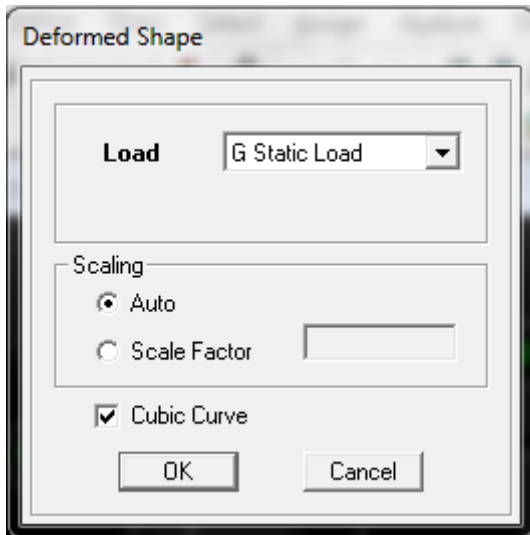
❖ **Déplacements** :

Avec le menu Display il est possible de choisir **Show Deformedshape** Pour visualiser les déplacements. Le menu **Show Deformed** conduit à la fenêtre suivante :



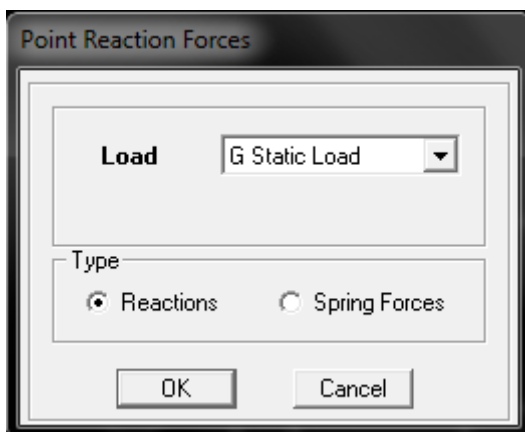
Il faut spécifier le cas de chargement, **G** Dans cet exemple. L'option **LOAD** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS on choisit un (**Auto**). L'option **CubicCurve** permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et donc représentation de la flexion dans les membrures. Il est possible d'animer les déplacements en

cliquant sur **Start animation**  au bas de l'écran. («et» c'est pour aller d'un mode a un autre) .De plus ; il est même Possible de créer un fichier vidéo **avide** l'animation avec menu **Viewet Creat Open Viewon** peut également imprimer la structure déformée avec le menu **File** et **Print Graphies**.



Réactions : Le menu Display permet d'afficher les réactions avec **Show Member Forces/ Stresses Diagram-Support/Springreaction**. On aura la boîte de dialogue suivante :

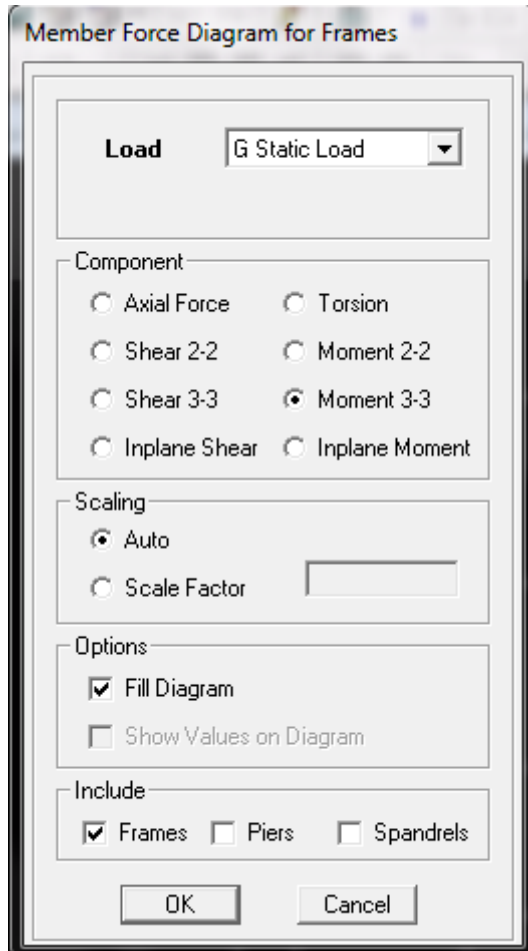
- Sélectionner le cas de chargement- Cocher **Reactions**- Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.



Les efforts internes : Le menu Display permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/ Stresses Diagram/ support/springreaction**, et on aura la fenêtre suivante :

- Sélectionner le cas de chargement.- L'option **Axial force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux(DEN).- L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts

tranchants (DET).- L'option **Shear 3-3** permet d'afficher les efforts tranchants hors plan.- L'option **Moment 3-3** permet d'afficher le diagramme des moments fléchissant(DMF).- L'option **Torsion et Moment 2-2** permet d'afficher les moments autour d'axes.- L'option **Sealfactor** permet d'ajuster la taille des diagrammes.- Pour voir les valeurs dans les diagrammes on décoche **FillDiagram** et on coche **Show Values on Diagram**.



Remarque :



2-2, 3-3 et **1-1** sont les axes locaux des sections. Ils sont comme indiqués sur la figure suivante avec 1-1 sortant

1-1 est sortant (**z** dans les notations habituelles).

2-2 (**y** dans les notations habituelles).

3-3 (**x** dans les notations habituelles).

Tous les graphes peuvent être imprimés : **Fill-print Graphics** (c'est la fenêtre active qui va être imprimé et pour activer une fenêtre d'affichage on a qu'à cliquer dessus).

Lorsque l'analyse est effectuée. ETABS « verrouille » le modèle .ainsi pendant toute l'étape de visualisation des résultats. Il est impossible de modifier (géométrie. Connectivité, matériaux, appuis, charges, etc.). L'icône de verrouillage dans la barre d'outils en haut de l'écran, est enfoncé :  pour faire des modifications il faut d'abord déverrouiller le fichier en cliquant sur l'icône de verrouillage alors elle viendra comme suit 

Lors de l'exécution, ETABS crée une multitude de fichiers avec différentes extensions. Une fois qu'on a fermé le fichier, pour l'ouvrir une autre fois on passe par : **File** puis **Import** ensuite on va chercher le fichier qui a l'extension **EDB** Américains. On peut même ferrailer avec ETABS, mais suivant les règlements Anglais, Australiens ou l'UEROCOD et non pas suivant le BAEL.

VI. Vérification des résultats

Introduction :

Un tremblement de terre (ou séisme) est un phénomène géologique qui provoque des vibrations de la surface de la terre. Ces secousses peuvent semer la mort en détruisant des habitations, des édifices publics, des barrages. Face à ces dégâts, une étude conformément aux règles exigées par le **RPA** est impérative afin d'assurer une protection acceptable.

VI.1. Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant (03) méthodes:

- *La méthode statique équivalente ;*
- *La méthode dynamique ;*
- *La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.*

VI.2. Vérifications des conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est applicable que dans le cas où les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ Condition sur la hauteur ;
- ✓ Régularité en plan ;
- ✓ Régularité en élévation.

VI.2.1. Condition sur la hauteur :

Les bâtiments implantés en zone II_a ne doivent pas dépasser une hauteur de **65 [m]**.

Dans notre cas : $H = 35.28 [m] \Rightarrow$ condition vérifiée.

VI.2.2. Régularité en plan :

❖ *Forme du bâtiment :*

La forme du bâtiment est sensiblement symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec

le rapport: $\frac{L_x}{L_y} = \frac{23,80}{16,50} = 1,44 < 4$

❖ *Les excentricités : il faut que :*

$$\begin{cases} e_x \leq 5\%L_x \\ e_y \leq 5\%L_y \end{cases}$$

$e_x = |XCR - XCM| < 5\% L_x = 1,19$

$e_y = |YCR - YCM| < 5\% L_y = 0,825$

Avec : **CM** : centre de masse et **CR** centre de torsion.

➤ **Tableau VI.1 : Résultats des vérifications :**

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	5%Lx	5%Ly	Vérification
STORY1	11,901	8,450	11,905	9,155	0,004	0,705	1,19	0,825	C.vérifiée
STORY2	11,901	8,504	11,903	9,010	0,002	0,506	1,19	0,825	C.vérifiée
STORY3	11,901	8,506	11,903	8,984	0,002	0,478	1,19	0,825	C.vérifiée
STORY4	11,901	8,509	11,903	8,966	0,002	0,457	1,19	0,825	C.vérifiée
STORY5	11,901	8,511	11,902	8,957	0,001	0,446	1,19	0,825	C. vérifiée
STORY6	11,901	8,511	11,902	8,951	0,001	0,440	1,19	0,825	C. vérifiée
STORY7	11,901	8,511	11,902	8,949	0,001	0,438	1,19	0,825	C. vérifiée
STORY8	11,901	8,511	11,902	8,947	0,001	0,436	1,19	0,825	C. vérifiée
STORY9	11,901	8,511	11,902	8,948	0,001	0,437	1,19	0,825	C. vérifiée
STORY10	11,901	8,511	11,902	8,948	0,001	0,437	1,19	0,825	C.vérifiée
STORY11	11,901	8,361	11,902	8,950	0,001	0,589	1,19	0,825	C. vérifiée
STORY12	11,920	10,328	11,960	10,413	0,040	0,085	1,19	0,825	C. vérifiée

❖ *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 VI.2.1: Limite des décrochements en plan selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003.

Dans notre cas la structure ne contient pas de décrochement.

❖ *Ouvertures dans les planchers :*

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher considéré

$$S_0 < 15\% \text{ ST.}$$

Avec :

S0 : Surface totale des ouvertures.

ST : Surface totale du plancher.

$$\mathbf{S0} = 21,814 \text{ m}^2.$$

$$\mathbf{ST} = 392,7 \text{ m}^2$$

- 15 % ST = 58,905 m².
- $S_0 < 15\% \text{ ST} \longrightarrow$ (Condition vérifiée.)

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc notre ouvrage est régulier en plan.

a. La régularité en élévation :

❖ Notre système de contreventement est contenu de bas en haut => *Condition vérifiée.*

❖ La variation de rigidités :

La raideur et la masse des différents niveaux diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

❖ Il n'y a pas de décrochement en hauteur, donc *la condition est vérifiée.*

⇒ *Toutes les conditions sont vérifiées donc notre ouvrage est régulier en élévation.*

Conclusion :

La méthode statique équivalente est applicable puisque toutes les conditions sont vérifiées.

VI.3. Méthode statique équivalente :

❖ **Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

VI.4. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \dots\dots\dots (\text{Art.4.2.3 RPA 99/modifié 2003}).$$

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone.

R : coefficient de comportement global de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W: poids total de la structure.

a. coefficient d'accélération de la zone :

Il est donné par le tableau (4.1 du RPA) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : $A = 0.15$.

b. coefficient de comportement global de la structure :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 du RPA) en fonction du système de contreventement : $R = 4$ (contrevente est mixte).

c. facteur d'amplification dynamique moyen :

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{si } T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le tableau (4.7 RPA 99 modifié 2003) $T_2 = 0,5s$ (site meuble).

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \zeta)}} \geq 0,7$.

Où $\zeta(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et l'importance des remplissages.

➤ **Tableau VI.2: Valeurs de ξ (%) (RPA Art 4-2)**

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Pour notre cas : (voiles en B.A / maçonnerie) :

$\zeta = 10\%$ (tableau 4.2 RPA 99 modifié 2003).

$$D'où : \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76.$$

❖ **Caractéristiques dynamiques de la structure :**

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes. (Selon ETABS).

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,908011	69,9811	0,0022	0
2	0,894788	69,9833	68,0244	0
3	0,774558	71,1208	68,0244	0
4	0,243561	87,1093	68,0244	0
5	0,207526	87,1094	86,9075	0
6	0,178617	87,1626	86,9075	0
7	0,110111	93,2177	86,9075	0
8	0,088069	93,2177	93,8625	0
9	0,075363	93,2248	93,8625	0
10	0,064290	96,2339	93,8626	0
11	0,051908	96,2354	96,9429	0
12	0,050294	96,3676	96,9858	0

Tableau VI.3 : périodes et participations massiques.

La valeur de la période donnée par ETABS vérifiée la condition de [l'article 4.2.4] des RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de **30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4)** ; avec :

T période fondamentale de la structure, elle est donnée par : $T_{\text{empirique}} = \min \left\{ 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T * h_N^{3/4} \right\}$

Avec : L : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

h_n : hauteur du bâtiment mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage (N). C_T : Coefficient fonction du système de contreventement donnée par le tableau (4.6) du RPA.

Dans le cas du contreventement assuré par des voiles « $C_T = 0,05$ », $h_n = 37,68$ [m].

Sens longitudinal : $L = 23,80$ [m]

$$\left. \begin{array}{l} \text{D'où : } T_L = 0,09 \frac{37,68}{\sqrt{23,80}} \rightarrow T_L = 0,69 \text{ s.} \\ T_L = 0,05 \times (37,68)^{3/4} = 0,76 \text{ s} \end{array} \right\} \Rightarrow T_L = \min \{0,69 \text{ s}, 0,76 \text{ s}\} = 0,69 \text{ s}$$

Sens transversal : $l = 16,5$ [m]

$$\left. \begin{array}{l} \text{D'où } T_T = 0,09 \frac{37,68}{\sqrt{16,5}} \rightarrow T_T = 0,83 \text{ s} \\ T_T = 0,05 \times (37,68)^{3/4} = 0,76 \text{ s} \end{array} \right\} \Rightarrow T_T = \min \{0,83 \text{ s}, 0,76 \text{ s}\} = 0,76 \text{ s}$$

On aura:

$$D_L = 2,5 \cdot 0,76 \cdot \left(\frac{0,5}{0,69} \right)^{2/3} = 1,53$$

$$D_T = 2,5 \cdot 0,76 \cdot \left(\frac{0,5}{0,76} \right)^{2/3} = 1,43$$

d. Facteur de qualité :

Il est en fonction de :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	MassX	MassY	Poids w
Etage 11	13,0982	13,0982	189,215
Etage10	381,3251	381,3251	2580,615
Etage9	377,3418	377,3418	2554,590
Etage8	377,3418	377,3418	2554,590
Etage7	377,3418	377,3418	2554,590
Etage6	377,3418	377,3418	2554,590
Etage5	377,3418	377,3418	2554,590
Etage4	377,3418	377,3418	2554,590
Etage 3	381,3780	381,3780	2643,896
Etage2	386,4485	386,4485	2643,896
Etage1	391,2648	391,2648	2748,503
RDC	419,3849	419,3849	3131,008
TOTAL (KN)	4236,9503	4236,9503	29264,673

Tableau VI.4 : Masses des différents niveaux selon X et Y.

f. Calcul de la force sismique :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, est calculée dans les deux sens selon les formules suivantes :

$$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} . W_T \quad ; \quad V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} . W_T$$

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,53 \times 1,05}{4} \times 29264,673 \Rightarrow V_x = 1763,01 [Kn]$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,43 \times 1,05}{4} \times 29264,673 \Rightarrow V_y = 1647,78 [Kn]$$

➤ Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

MSE(RPA2003)		
Coefficients	A	0,15
	D _L	1,53
	Q	1,05
	R	4
forces sismiques (kn)		1763,01

Tableau VI.5 : La force sismique à la base selon x.

MSE(RPA2003)		
Coefficients	A	0,15
	D _T	1,43
	Q	1,05
	R	4
forces sismiques (kn)		1647,78

Tableau VI.6 : La force sismique à la base selon y.

g. *Distribution de la force sismique V sur les différents niveaux (RPA art 4.2.5) :*

L'effort tranchant total V à la base du bâtiment, est distribué verticalement sur les différents niveaux (plancher), selon la formule suivante : $V = F_t + \sum_{i=1}^{n=6} F_i$

VI.5. Vérification de la résultante des forces sismiques :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^{n=6} F_i$$

Avec :

F_t : Force sismique concentrée au sommet de la structure.

$F_T = 0$ Si la période $T \leq 0,7s$.

$F_T = 0,07TV$ Si la période $T > 0,7s$.

Dans notre cas :

$$T_L = 0,69 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0 \text{ [t]}$$

$$T_T = 0,76 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0,07TV$$

$$F_t = 0,07 \times 0,76 \times 164,778 = 8,766[t]$$

$$F_t = 8,766[t]$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^{n=6} W_j \cdot h_j}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau du plancher quelconque.

$W_i; W_j$: Poids revenant aux planchers i, j

➤ Les forces sismiques par niveaux sont données par le tableau suivant :

Niveau	$V_x[t]$	$V_y[t]$	$F_{ix}[t]$	$F_{iy}[t]$	$W_i[t]$	$h_i[m]$	$W_i h_i[t.m]$	$F_{ix}[t]$	$F_{iy}[t]$
11	176,301	164,778	0	8,766	18,9215	37,68	712,962	2,250	1,991
10	176,301	164,778	0	8,766	258,061	34,68	8949,555	28,253	25,002
9	176,301	164,778	0	8,766	255,459	31,62	8077,613	25,500	22,566
8	176,301	164,778	0	8,766	255,459	28,56	7295,909	23,032	20,382
7	176,301	164,778	0	8,766	255,459	25,5	6514,204	20,565	18,198
6	176,301	164,778	0	8,766	255,459	22,44	5732,499	18,097	16,014
5	176,301	164,778	0	8,766	255,459	19,38	4950,795	15,629	13,830
4	176,301	164,778	0	8,766	255,459	16,32	4169,090	13,161	11,647
3	176,301	164,778	0	8,766	264,389	13,26	3505,798	11,067	9,794
2	176,301	164,778	0	8,766	264,389	10,2	2696,667	8,513	7,533
1	176,301	164,778	0	8,766	274,850	7,14	1962,429	6,195	5,482
DRC	176,301	164,778	0	8,766	313,100	4,08	1277,448	4,032	3,568
Somme							55844,969	176,301	156,012

VI.6.Efforts tranchants et moments fléchissant par niveau : (RPA 99, modifié 2003, Art 4.2.6).

a. Effort tranchant :

$$T_k = Ft + \sum_{i=k}^n F_i$$

Avec : T_k : effort tranchant au niveau de l'étage k.

b. Moment fléchissant :

$$M_k = T_{k+1} \times h_e + M_{k+1}$$

Avec :

M_k : moment fléchissant au niveau de l'étage k.

h_e : hauteur d'étage.

➤ Les différentes sollicitations par niveau sont représentées dans les tableaux suivants :

Niveau	$F_{tx}[t]$	$F_{ty}[t]$	$h_e[m]$	$F_{ix}[t]$	$F_{iy}[t]$	$T_{kx}[t]$	$T_{ky}[t]$	$M_{jx}[t.m]$	$M_{jy} [t.m]$
11	0	8,766	3,00	2,250	1,991	2,250	10,757	0	0
10	0	8,766	3,06	28,253	25,002	30,503	44,525	6,750	32,271
9	0	8,766	3,06	25,500	22,566	56,003	75,857	100,089	168,517
8	0	8,766	3,06	23,032	20,382	79,035	105,005	271,458	400,639
7	0	8,766	3,06	20,565	18,198	99,600	131,969	513,305	721,954
6	0	8,766	3,06	18,097	16,014	117,697	156,749	818,081	1125,779
5	0	8,766	3,06	15,629	13,830	133,326	179,345	1178,233	1605,430
4	0	8,766	3,06	13,161	11,647	146,487	199,758	1586,210	2154,225
3	0	8,766	3,06	11,067	9,794	157,554	218,318	2034,460	2765,484
2	0	8,766	3,06	8,513	7,533	166,067	234,617	2516,575	3433,537
1	0	8,766	3,06	6,195	5,482	172,262	248,865	3024,740	4151,465
RDC	0	8,766	4,08	4,032	3,568	176,294	261,199	3551,861	4950,733

VI.7. calcul le pourcentage de participation des voiles :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	31,4563	32,285
End Point	-3,8457	32,285

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13,8053	32,7523	0,	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	631,0855	16,7894	1,680E-10	631,0855	16,7894	1,854E-10
Moment	584,8097	21979,6441	16221,7287	584,8097	21979,6441	16221,7287

Close Refresh

Efforts repris par poteaux, poutres et voiles selon Ex.

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	28,149	32,6445
End Point	-3,0548	32,6445

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,5471	32,6804	0,	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,988	664,113	7,219E-11	0,988	664,113	3,213E-11
Moment	23135,4724	34,5994	1263,4261	23135,4724	34,5994	1263,4261

Close Refresh

Efforts repris par portique poteaux, poutres et voiles selon Ey.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	31,672	32,8602
End Point	-3,1267	32,8602

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14,2726	33,004	0,	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	391,9354	0,3472	0,0166	391,9354	0,3472	0,0166
Moment	12,4213	12606,7846	10462,4262	12,4213	12606,7846	10462,4262

Close Refresh

Efforts repris par portique poteaux, poutres selon Ex.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	31,0968	32,8602
End Point	-3,9176	32,8602

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13,5896	33,004	0,	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	6,0657	478,5619	22,9088	6,0657	478,5619	22,9088
Moment	16922,2651	218,2081	1535,9389	16922,2651	218,2081	1535,9389

Close Refresh

Efforts repris par portique poteaux, poutres selon Ey

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	30,4497	32,7164
End Point	-1,9764	32,7164

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14,2367	32,968	0,	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	338,7066	0,9275	0,0166	338,7066	0,9275	0,0166
Moment	31,5993	12306,5113	8320,0821	31,5993	12306,5113	8320,0821

Close Refresh

Efforts repris par les voiles selon Ex.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	29,2994	32,7164
End Point	-3,7738	32,7164

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,7628	33,1118	0,	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	6,678	351,685	22,9088	6,678	351,685	22,9088
Moment	11986,4493	215,414	408,3674	11986,4493	215,414	408,3674

Close Refresh

Efforts repris par les voiles selon Ey.

Le déplacement relatif au niveau **k-1** est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

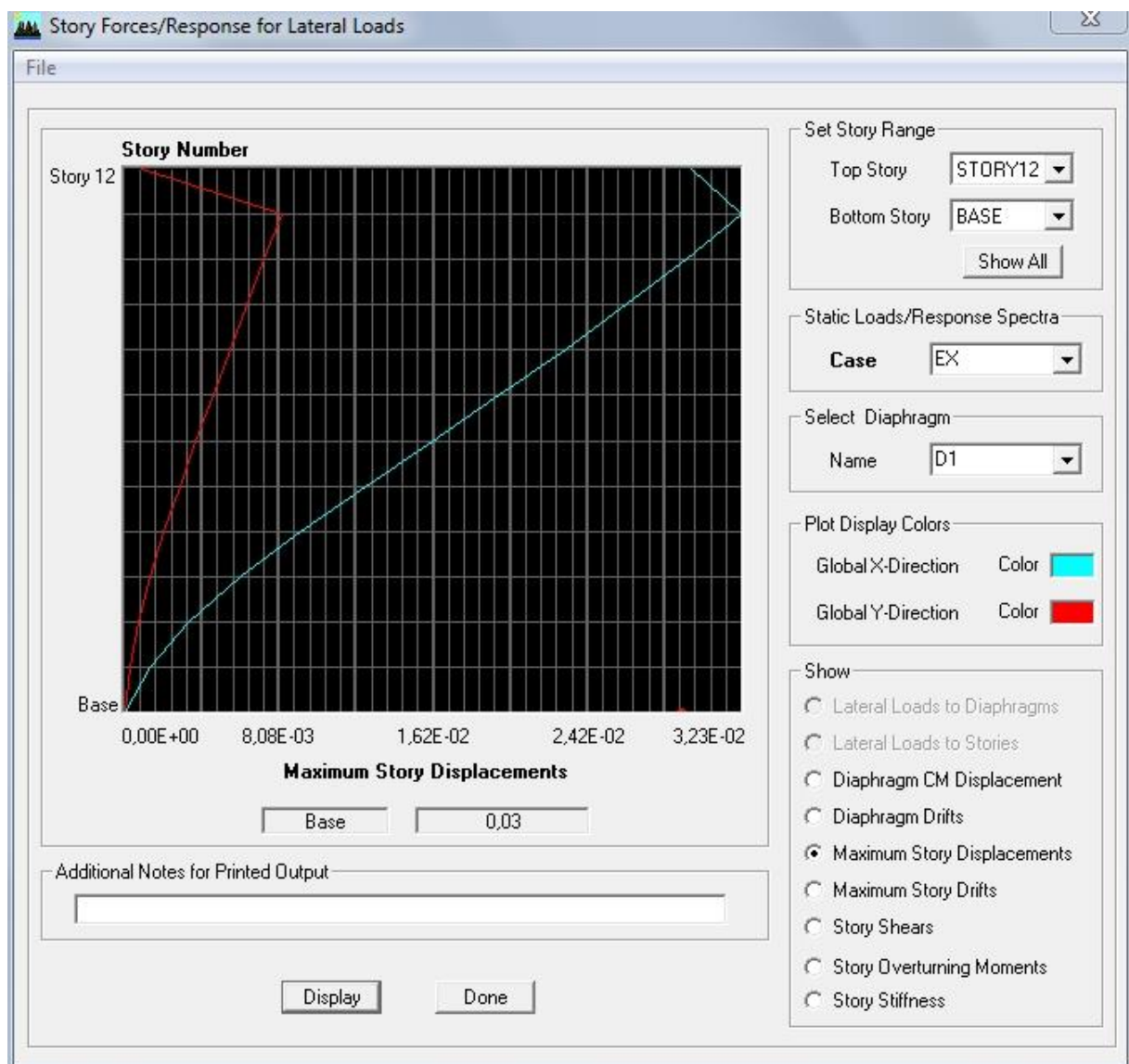
Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui sont adjacents, ne doit pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage (**RPA 99, modifié 2003, Art 5.10**).

3. Vérification des déplacements selon l'ETABS :

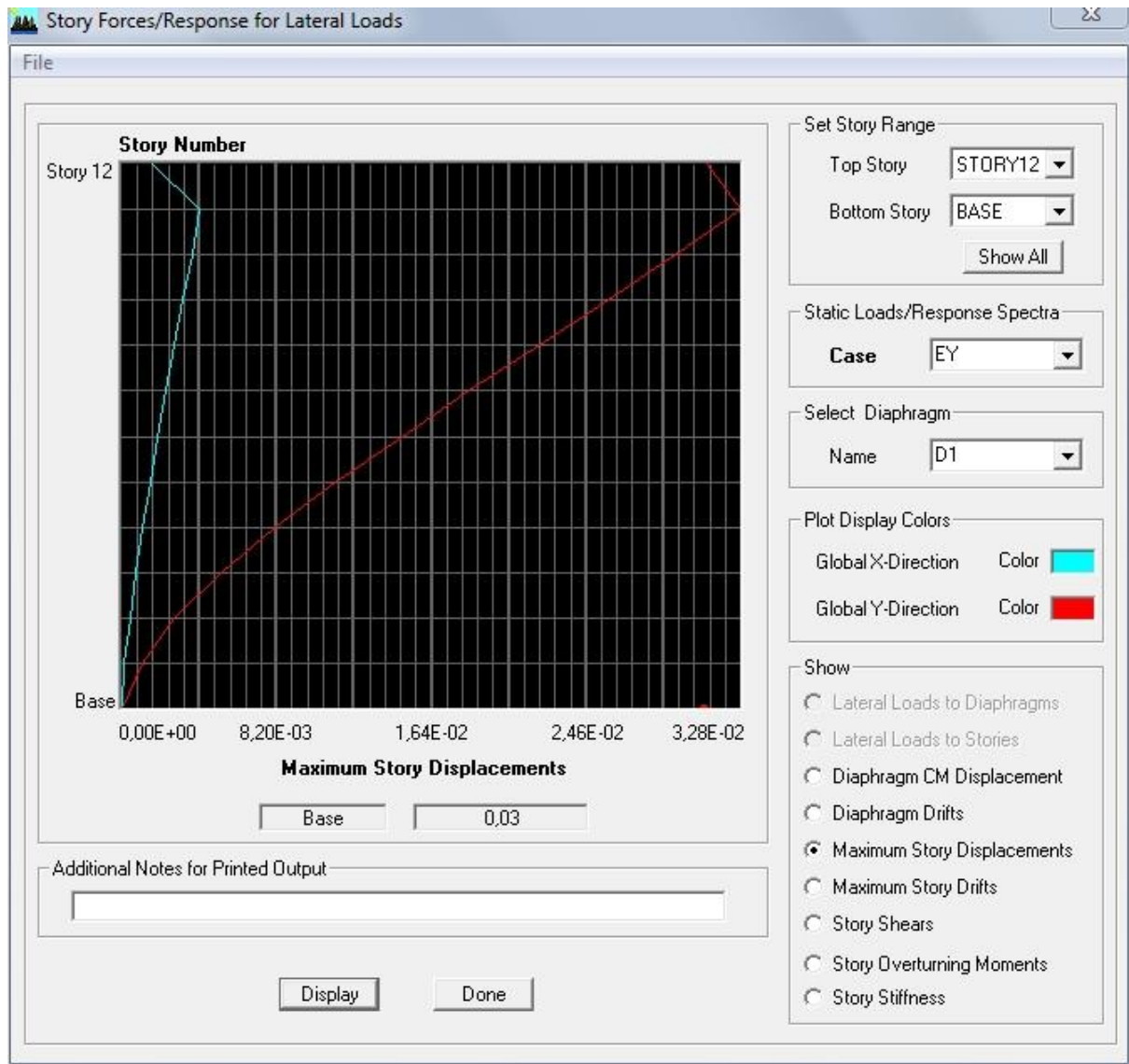
a. Vérification du déplacement max :

$$e_x \text{ et } e_y < f = \frac{H}{500}$$

❖ *Les résultats des déplacements donnés par le logiciel sont les suivants :*



Vérification des déplacements selon Ex



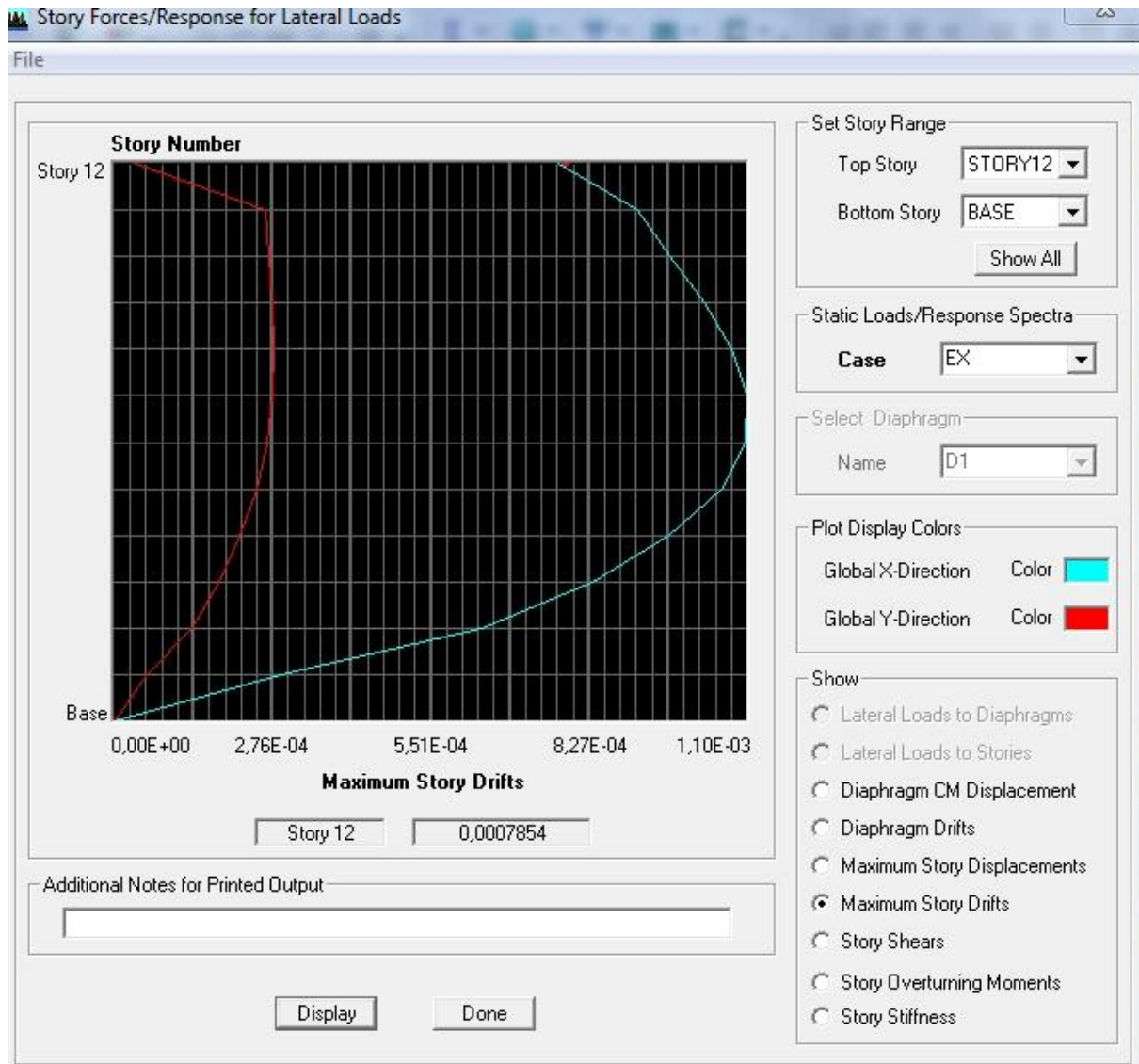
Vérification des déplacements selon Ey

b. Vérifications des résultats des déplacements Max :

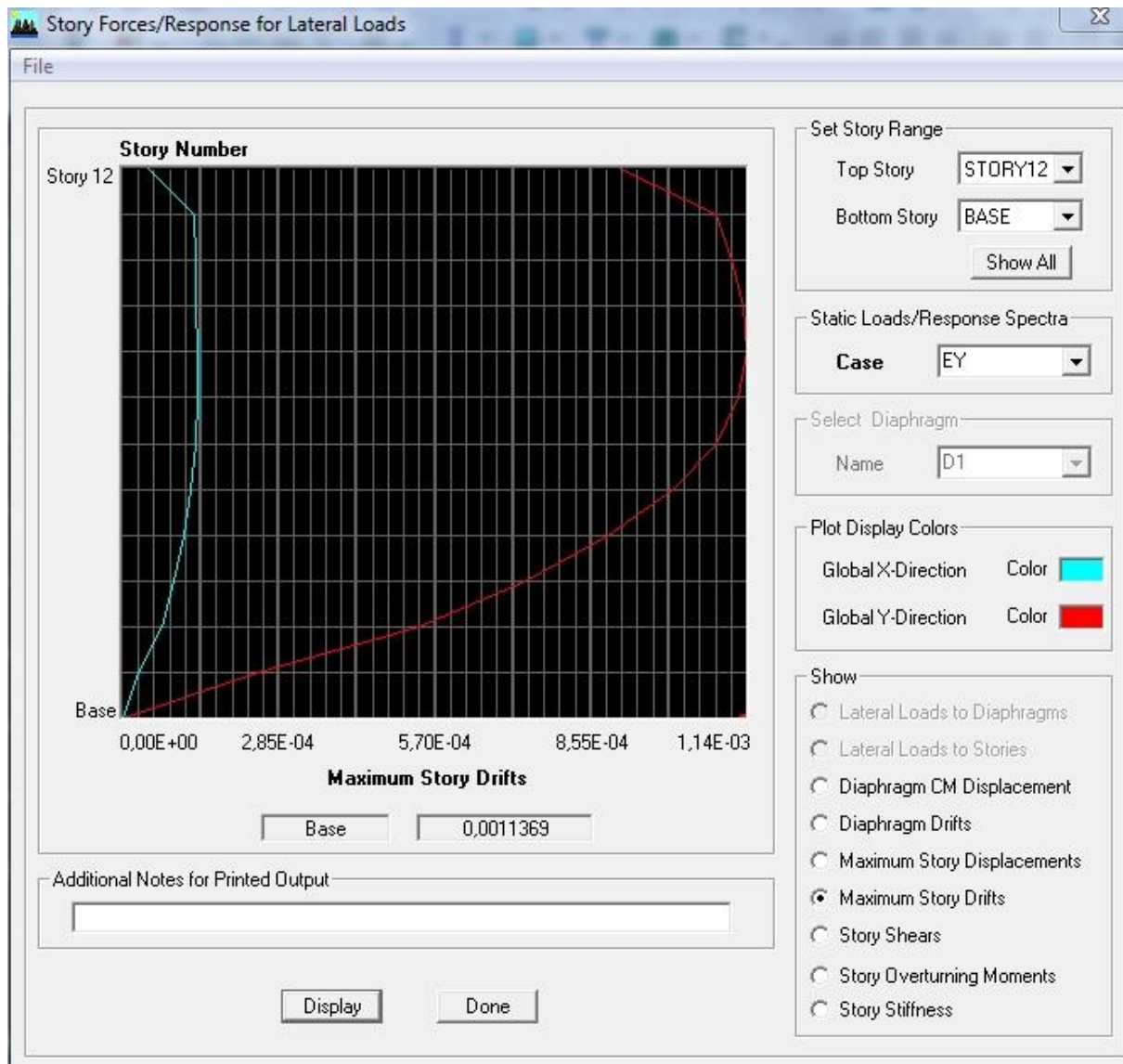
On a bien : $e_x = e_y = 0,03\text{m} < f = \frac{H}{500} = \frac{37,68}{500} = 0,075\text{m}$ (pour le dernier niveau : story 12).

Donc le déplacement maximum est vérifié.

4. Vérification du déplacement Inter-étage Relatif selon RPA :



Vérification du déplacement relatif inter-étage selon Ex.



Vérification du déplacement relatif inter-étage selon E_y .

❖ Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	Déplacement (ETABS)		HAUTEUR	RPA \leq 1%h	OBS
	EX	EY			
	X	Y			
étage 11	0,0280	0,0288	3,00	0,0300	Vérifié
étage 10	0,0260	0,0261	3,06	0,0306	Vérifié
étage 9	0,0237	0,0233	3,06	0,0306	Vérifié
étage 8	0,0212	0,0205	3,06	0,0306	Vérifié
étage 7	0,0187	0,0176	3,06	0,0306	Vérifié
étage 6	0,0159	0,0146	3,06	0,0306	Vérifié
étage 5	0,0131	0,0117	3,06	0,0306	Vérifié
étage 4	0,0103	0,0090	3,06	0,0306	Vérifié
étage 3	0,0075	0,0064	3,06	0,0306	Vérifié
étage 2	0,0050	0,0041	3,06	0,036	Vérifié
étage 1	0,0028	0,0022	3,06	0,0306	Vérifié
RDC	0,0011	0,0009	4,08	0,0408	Vérifié

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$

$\gamma_s = 1,5 \longrightarrow$ Cas général.

$\gamma_s = 1,15 \longrightarrow$ Cas accidentel.

$f_e = 400 \text{MPa}$

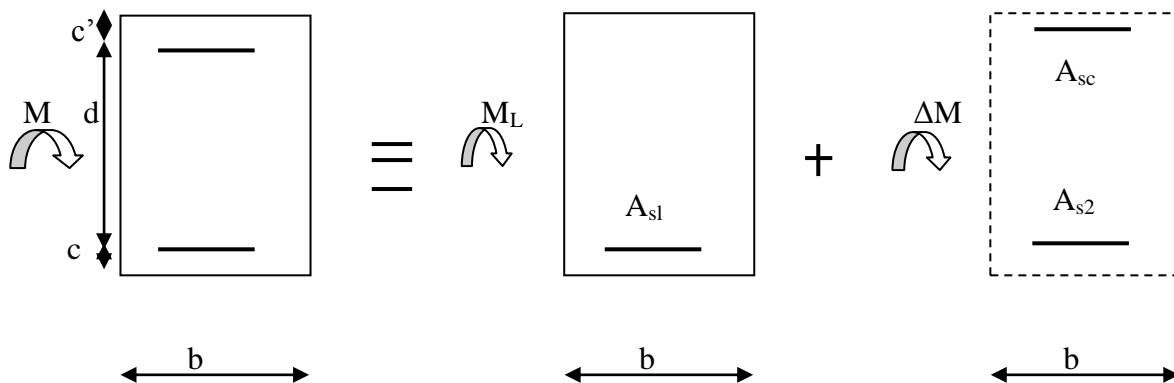
A_{st} : section d'acier tendue.

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

2^{eme} cas :

$\mu \geq \mu_{\ell} = 0,392$ la section est doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad \text{avec: } \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{sc}}$$

Remarque :

– *En situation courante :*

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

– *En situation accidentelle :*

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s=1 \\ \gamma_b=1,15 \end{array} \right\} \longrightarrow f_{bc}=18,48\text{MPa} ; \sigma_s=400\text{MPa}$$

❖ **Recommandation du RPA :**

1. Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

$A_{min}=0,5\% b h$ dans la section.

- Poutres principales de (30×45) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires de (30×35) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

- 4% b h : en zone courante.
- 6% b h : en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement et de **40Ø** en zone **IIa**.

* Poutres principales de (30×45) :

$$A_{max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2.$$

$$A_{max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2.$$

* Poutres secondaires de (30×35) :

$$A_{max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2.$$

$$A_{max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2.$$

2. Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, HA12\right) \longrightarrow \text{En zone nodale et en travée.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

➤ Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

1. Sens y-y : Les poutres principales

• *En travée :*

Niveau	comb	M_{\max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	ferrailage	A_s adoptée
11	ELU	18,707	0,024	SSA	0,988	1,28	6,75	3HA14+2HA12	6,88
10	ELU	40,937	0,054	SSA	0,972	2,84	6,75	3HA14+2HA12	6,88
9	ELU	37,627	0,048	SSA	0,975	2,60	6,75	3HA14+2HA12	6,88
8	ELU	36,012	0,046	SSA	0,976	2,49	6,75	3HA14+2HA12	6,88
7	ELU	34,448	0,044	SSA	0,978	2,38	6,75	3HA14+2HA12	6,88
6	ELU	33,086	0,042	SSA	0,979	2,28	6,75	3HA14+2HA12	6,88
5	ELU	31,311	0,040	SSA	0,980	2,16	6,75	3HA14+2HA12	6,88
4	ELU	29,146	0,038	SSA	0,981	2,00	6,75	3HA14+2HA12	6,88
3	ELU	28,026	0,036	SSA	0,982	1,92	6,75	3HA14+2HA12	6,88
2	ELU	28,150	0,036	SSA	0,982	1,93	6,75	3HA14+2HA12	6,88
1	ELU	27,965	0,036	SSA	0,982	1,92	6,75	3HA14+2HA12	6,88
RDC	ELU	27,812	0,036	SSA	0,982	1,91	6,75	3HA14+2HA12	6,88

Tableau VII.1 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU (en travée).

- Aux appuis :

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	A_s adoptée
11	G+Q±E	24,081	0,032	SSA	0,984	1,65	6,75	3HA14+2HA12	6,88
10	G+Q±E	98,661	0,128	SSA	0,931	7,16	6,75	3HA14+3HA12	8,01
9	G+Q±E	114,832	0,150	SSA	0,918	8,45	6,75	3HA14+3HA14	9,24
8	G+Q±E	115,180	0,150	SSA	0,918	8,48	6,75	3HA14+3HA14	9,24
7	G+Q±E	116,802	0,152	SSA	0,917	8,61	6,75	3HA14+3HA14	9,24
6	G+Q±E	116,468	0,152	SSA	0,917	8,58	6,75	3HA14+3HA14	9,24
5	G+Q±E	113,672	0,148	SSA	0,919	8,36	6,75	3HA14+3HA14	9,24
4	G+Q±E	107,299	0,140	SSA	0,924	7,85	6,75	3HA14+3HA12	8,01
3	G+Q±E	97,876	0,128	SSA	0,931	7,10	6,75	3HA14+3HA12	8,01
2	G+Q±E	85,723	0,110	SSA	0,942	6,15	6,75	3HA14+2HA12	6,88
1	G+Q±E	67,153	0,086	SSA	0,955	4,75	6,75	3HA14+2HA12	6,88
RDC	G+Q±E	44,911	0,058	SSA	0,970	3,13	6,75	3HA14+2HA12	6,88

Tableau VII.2 : Ferrailage des poutres principales à (G+Q±E) (aux appuis).

2. Sens x-x: Les poutres secondaires

- En travée :

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	A_s adoptée
11	ELU	1,142	0,002	SSA	0,999	0,10	5,25	3HA14+2HA12	6,88
10	ELU	47,476	0,106	SSA	0,944	4,44	5,25	3HA14+2HA12	6,88
9	ELU	63,666	0,142	SSA	0,923	6,09	5,25	3HA14+2HA12	6,88
8	ELU	60,054	0,132	SSA	0,929	5,71	5,25	3HA14+2HA12	6,88
7	ELU	57,053	0,126	SSA	0,932	5,41	5,25	3HA14+2HA12	6,88
6	ELU	52,813	0,116	SSA	0,938	4,97	5,25	3HA14+2HA12	6,88
5	ELU	47,345	0,105	SSA	0,944	4,43	5,25	3HA14+2HA12	6,88
4	ELU	40,003	0,088	SSA	0,954	3,70	5,25	3HA14+2HA12	6,88
3	ELU	34,111	0,076	SSA	0,960	3,14	5,25	3HA14+2HA12	6,88
2	ELU	29,267	0,066	SSA	0,966	2,67	5,25	3HA14+2HA12	6,88
1	ELU	20,372	0,046	SSA	0,976	1,84	5,25	3HA14+2HA12	6,88
RDC	ELU	12,696	0,028	SSA	0,986	1,13	5,25	3HA14+2HA12	6,88

Tableau VII.3 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU (en travée).

- Aux appuis :

Niveau	Comb	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s cal (cm ²)	A_{min} cm ²	Ferrailage	Aadop (cm ²)
11	Nappe sup (G+Q±E)	23,335	0,052	SSA	0,973	2,12	5,25	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	23,301	0,052	SSA	0,973	2,11	5,25	3HA14+2HA12	6,88
10	Nappe sup (G+Q±E)	75,762	0,168	SSA	0,907	7,38	5,25	3HA14+3HA12	8,01
	Nappe inf (0,8G±E)	66,483	0,148	SSA	0,919	6,39	5,25	3HA14+2HA12	6,88
9	Nappe sup (G+Q±E)	84,990	0,188	SSA	0,895	8,39	5,25	3HA16+2HA14	9,11
	Nappe inf (0,8G±E)	72,380	0,160	SSA	0,912	7,01	5,25	3HA14+3HA12	8,01
8	Nappe sup (G+Q±E)	95,570	0,212	SSA	0,879	9,61	5,25	3HA16+3HA14	10,65
	Nappe inf (0,8G±E)	80,460	0,178	SSA	0,901	7,89	5,25	3HA14+3HA12	8,01
7	Nappe sup (G+Q±E)	98,370	0,218	SSA	0,876	9,92	5,25	3HA16+3HA14	10,65
	Nappe inf (0,8G±E)	84,170	0,188	SSA	0,895	8,31	5,25	3HA16+2HA14	9,11
6	Nappe sup (G+Q±E)	98,700	0,220	SSA	0,874	9,98	5,25	3HA16+3HA14	10,65
	Nappe inf (0,8G±E)	86,540	0,192	SSA	0,892	8,57	5,25	3HA16+2HA14	9,11
5	Nappe sup (G+Q±E)	99,730	0,222	SSA	0,873	10,10	5,25	3HA16+3HA14	10,65
	Nappe inf (0,8G±E)	89,540	0,198	SSA	0,889	8,90	5,25	3HA16+2HA14	9,11
4	Nappe sup (G+Q±E)	99,870	0,222	SSA	0,873	10,11	5,25	3HA16+3HA14	10,65
	Nappe inf (0,8G±E)	91,190	0,202	SSA	0,886	9,10	5,25	3HA16+2HA14	9,11
3	Nappe sup (G+Q±E)	96,190	0,214	SSA	0,878	9,68	5,25	3HA16+3HA14	10,65
	Nappe inf (0,8G±E)	88,540	0,196	SSA	0,890	8,79	5,25	3HA16+2HA14	9,11
2	Nappe sup (G+Q±E)	90,150	0,200	SSA	0,887	8,98	5,25	3HA16+2HA14	9,11
	Nappe inf (0,8G±E)	83,940	0,186	SSA	0,896	8,28	5,25	3HA16+2HA14	9,11
1	Nappe sup (G+Q±E)	80,850	0,180	SSA	0,900	7,94	5,25	3HA16+3HA12	8,01
	Nappe inf (0,8G±E)	75,820	0,168	SSA	0,907	7,39	5,25	3HA14+3HA12	8,01
RDC	Nappe sup	67,250	0,150	SSA	0,918	6,47	5,25	3HA14+3HA12	8,01
	Nappe inf	59,740	0,132	SSA	0,929	5,68	5,25	3HA14+3HA12	8,01

Tableau VII.4 : Ferrailage des poutres secondaires (G+Q+E) et (0,8G+E) (aux appuis).

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

Lorsque au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} > 0$, On doit prolonger au-delà de l'appareille de

l'appui une section d'armature pour équilibrer un moment égale à :

$$(T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} > 0)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d})$$

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Poutres principales : } 97,62 - \frac{116,802}{0,9 \times 0,425} = -207,74 < 0 \\ - \text{Poutres secondaires : } 96,33 - \frac{99,870}{0,9 \times 0,325} = -245,10 < 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.}$$

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$- \text{Poutres principales : } T_u = 97,62 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 42,5 \times 30 \times 2,5}{1,5} = 765 \text{ KN.}$$

$$- \text{Poutres secondaires : } T_u = 96,33 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 32,5 \times 30 \times 2,5}{1,5} = 585 \text{ KN.}$$

d. Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

Avec : $\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

$$- \text{Poutres principales : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{97,62 \times 10}{0,9 \times 42,5 \times (3 \times 1,4 + 3 \times 1,4) \times \pi} = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{- Poutres secondaires : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{96,33 \times 10}{0,9 \times 32,5 \times (3 \times 1,6 + 3 \times 1,4) \times \pi} = 1,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

e. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

- Pour les T₁₂ : l_s = 42,32cm.
- Pour les T₁₄ : l_s = 49,38cm.
- Pour les T₁₆ : l_s = 56,43cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : **0,4 l_s, pour les aciers HA.**

- Pour les Φ12 : l_a = 16,92cm.
- Pour les Φ14 : l_a = 19,75cm.
- Pour les Φ16 : l_a = 22,57cm.

f. Calcul des armatures transversales :

Selon le **BAEL91**, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1,28 ; 1,2 ; 3) \text{ où } \Phi_1 \text{ est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.}$$

Soit Φ_t = 8mm (on choisira 1 cadre + 1 étrier).

Soit A_t = 4HA8 = 2,01 cm².

g. Calcul des espacements :

- **Zone nodale (appuis) :** $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30cm \right)$

- Poutres principales de (30×45): S_t = **10cm**.
- Poutres secondaires de (30×35): S_t = **8cm**

- **Zone courante (travées):** S_t ≤ $\frac{h}{2}$

- Poutres principales de (30×45): S_t = **15cm**.

- Poutres secondaires de (30x35) : $S_t = 15\text{cm}$.

★ **Délimitation de la zone nodale :**

- $L' = 2 \times h$

- Poutres principales de (30x45) : $L' = 2 \times 45 = 90\text{ cm}$.

- Poutres secondaires de (30x35) : $L' = 2 \times 35 = 70\text{ cm}$.

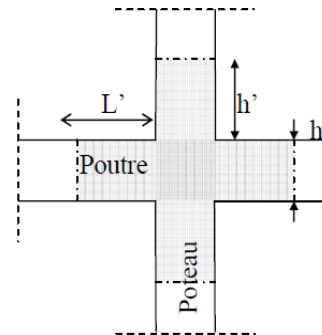
$$*h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = 60.5\text{ cm}$



« Délimitation de la zone nodale »

Remarque :

Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

1. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35\text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

VII.1.3. Vérification à l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa.}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$ (A_s : armatures adoptées à l'ELU).

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$.

➤ Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
11	13,671	6,88	0,542	0,890	30,45	52,53	1,72	15	<i>vérifiée</i>
10	29,837	6,88	0,542	0,890	30,45	114,65	3,76	15	<i>vérifiée</i>
9	27,301	6,88	0,542	0,890	30,45	104,90	3,44	15	<i>vérifiée</i>
8	26,116	6,88	0,542	0,890	30,45	100,35	3,29	15	<i>vérifiée</i>
7	24,959	6,88	0,542	0,890	30,45	95,90	3,14	15	<i>vérifiée</i>
6	23,967	6,88	0,542	0,890	30,45	92,09	3,02	15	<i>vérifiée</i>
5	22,676	6,88	0,542	0,890	30,45	87,13	2,86	15	<i>vérifiée</i>
4	21,103	6,88	0,542	0,890	30,45	81,09	2,66	15	<i>vérifiée</i>
3	20,258	6,88	0,542	0,890	30,45	77,84	2,55	15	<i>vérifiée</i>
2	20,346	6,88	0,542	0,890	30,45	78,18	2,56	15	<i>vérifiée</i>
1	20,209	6,88	0,542	0,890	30,45	77,65	2,55	15	<i>vérifiée</i>
RDC	20,097	6,88	0,542	0,890	30,45	77,22	2,53	15	<i>vérifiée</i>

Tableau VII.5 : Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS.

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
11	4,595	6,88	0,542	0,890	30,45	17,65	0,58	15	<i>vérifiée</i>
10	79,155	8,01	0,633	0,883	27,73	263,32	9,49	15	<i>vérifiée</i>
9	79,147	9,24	0,735	0,876	25,32	230,07	9,08	15	<i>vérifiée</i>
8	76,930	9,24	0,735	0,876	25,32	223,63	8,83	15	<i>vérifiée</i>
7	74,190	9,24	0,735	0,876	25,32	215,66	8,81	15	<i>vérifiée</i>
6	70,467	9,24	0,735	0,876	25,32	204,84	8,09	15	<i>vérifiée</i>
5	65,758	9,24	0,735	0,876	25,32	191,15	7,54	15	<i>vérifiée</i>
4	59,881	8,01	0,633	0,883	27,73	199,20	7,18	15	<i>vérifiée</i>
3	52,118	8,01	0,633	0,883	27,73	173,38	6,25	15	<i>vérifiée</i>
2	47,247	6,88	0,542	0,890	30,45	181,55	5,96	15	<i>vérifiée</i>
1	40,205	6,88	0,542	0,890	30,45	154,49	5,07	15	<i>vérifiée</i>
RDC	35,457	6,88	0,542	0,890	30,45	136,24	4,47	15	<i>vérifiée</i>

Tableau VII.6 : Vérification du ferraillage des poutres principales aux appuis à l'ELS.

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
11	0,86	6,88	0,704	0,878	25,98	4,380	0,16	15	<i>vérifiée</i>
10	34,401	6,88	0,704	0,890	25,98	175,22	6,74	15	<i>vérifiée</i>
9	46,117	6,88	0,704	0,890	25,98	235,21	9,05	15	<i>vérifiée</i>
8	43,485	6,88	0,704	0,890	25,98	221,42	8,52	15	<i>vérifiée</i>
7	41,299	6,88	0,704	0,890	25,98	210,36	8,09	15	<i>vérifiée</i>
6	38,220	6,88	0,704	0,890	25,98	194,68	7,49	15	<i>vérifiée</i>
5	34,253	6,88	0,704	0,890	25,98	174,42	6,71	15	<i>vérifiée</i>
4	28,931	6,88	0,704	0,890	25,98	147,36	5,67	15	<i>vérifiée</i>
3	24,661	6,88	0,704	0,890	25,98	125,61	4,83	15	<i>vérifiée</i>
2	21,156	6,88	0,704	0,890	25,98	107,76	4,14	15	<i>vérifiée</i>
1	14,719	6,88	0,704	0,890	25,98	74,97	2,88	15	<i>vérifiée</i>
RDC	9,167	6,88	0,704	0,890	25,98	46,69	1,79	15	<i>vérifiée</i>

Tableau VII.7 : Vérification du ferraillage des poutres secondaires en travée à l'ELS.

Niveau	M _s (KN m)	A _s adoptée	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs.
11	2,392	6,88	0,704	0,878	25,98	12,18	0,46	15	vérifiée
10	72,454	8,01	0,831	0,870	23,46	334,92	14,27	15	vérifiée
9	78,636	9,11	0,937	0,864	21,76	307,40	14,12	15	vérifiée
8	75,260	10,65	1,095	0,856	19,72	254,01	12,88	15	vérifiée
7	71,434	10,65	1,095	0,856	19,72	241,10	12,22	15	vérifiée
6	66,173	10,65	1,095	0,856	19,72	223,34	11,32	15	vérifiée
5	59,395	10,65	1,095	0,856	19,72	200,46	10,16	15	vérifiée
4	50,735	10,65	1,095	0,856	19,72	171,23	8,68	15	vérifiée
3	41,450	10,65	1,095	0,856	19,72	139,90	7,09	15	vérifiée
2	34,026	9,11	0,937	0,864	21,76	133,01	6,11	15	vérifiée
1	23,684	8,01	0,831	0,870	23,46	109,48	4,66	15	vérifiée
RDC	23,333	8,01	0,831	0,870	23,46	107,85	4,59	15	vérifiée

Tableau VII.8 : Vérification du ferraillage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS.

VII.1.4.Vérification de la flèche :

a. Sens transversal (poutres principales) :

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$; $\frac{45}{450} = 0,10 \geq \frac{29,837}{10 \times 19,30} = 0,059 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$; $\frac{35}{360} = 0,097 \geq 0,062 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

✓ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{400}$; $\frac{6,19}{30,33} = 0,0062 \leq 0,0105 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Les 3 conditions sont vérifiées donc on va pas procéder au *calcul de la flèche*.

b. Sens longitudinal (poutres secondaires) :

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{4E_v \cdot I_v}$$

Avec : L : portée de la console (L=3,50m).

E_v : module de déformation longitudinal différée (E_v = 10818,87MPa).

Avec : $EV=3700(f_{c,j})^{1/3}$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_v \cdot \mu} ; \quad \lambda_v = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène passant par son c.d.g.

B_0 : Section homogénéisée.

S_x : Moment statique de fibre supérieure non fissure dans la partie tendue.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A = 30 \times 35 + 15 \times 6,19$$

$$B_0 = 1142,85 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A$$

$$S_x = \frac{30 \times (35)^2}{2} + 15 \times 33 \times 6,19$$

$$S_x = 21439,05 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_x}{B} = \frac{21439,05}{1142,85} \rightarrow V_1 = 18,75 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 18,75 \rightarrow V_2 = 16,25 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{30}{3} [(18,75)^3 + (16,25)^3] + 15 \times 6,19 \times (16,25 - 3)^2$$

$$I_0 = 125129,10 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{6,19}{30 \times 33} \rightarrow \rho = 0,0058$$

$$\lambda_v = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0058 \left(2 + 3 \frac{30}{30} \right)} \rightarrow \lambda_v = 0,36$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0058 \times 201,63 + 2,1} \rightarrow \mu = 0,54$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 125129,10}{1 + 0,4 \times 0,36 \times 0,54} \rightarrow I_{fv} = 127711,18 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'ou : } f_v = \frac{30,45 \times 10^5 (350)^2}{4 \times 10818,87 \times 10^2 \times 127711,18} \rightarrow f_v = 0,674 \text{ cm}$$

$$* \text{ La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{350 \text{ cm}}{500} \rightarrow \bar{f} = 0,700 \text{ cm}$$

$$f_v < \bar{f} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : la flèche est vérifiée.

❖ Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive ;
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive ;
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

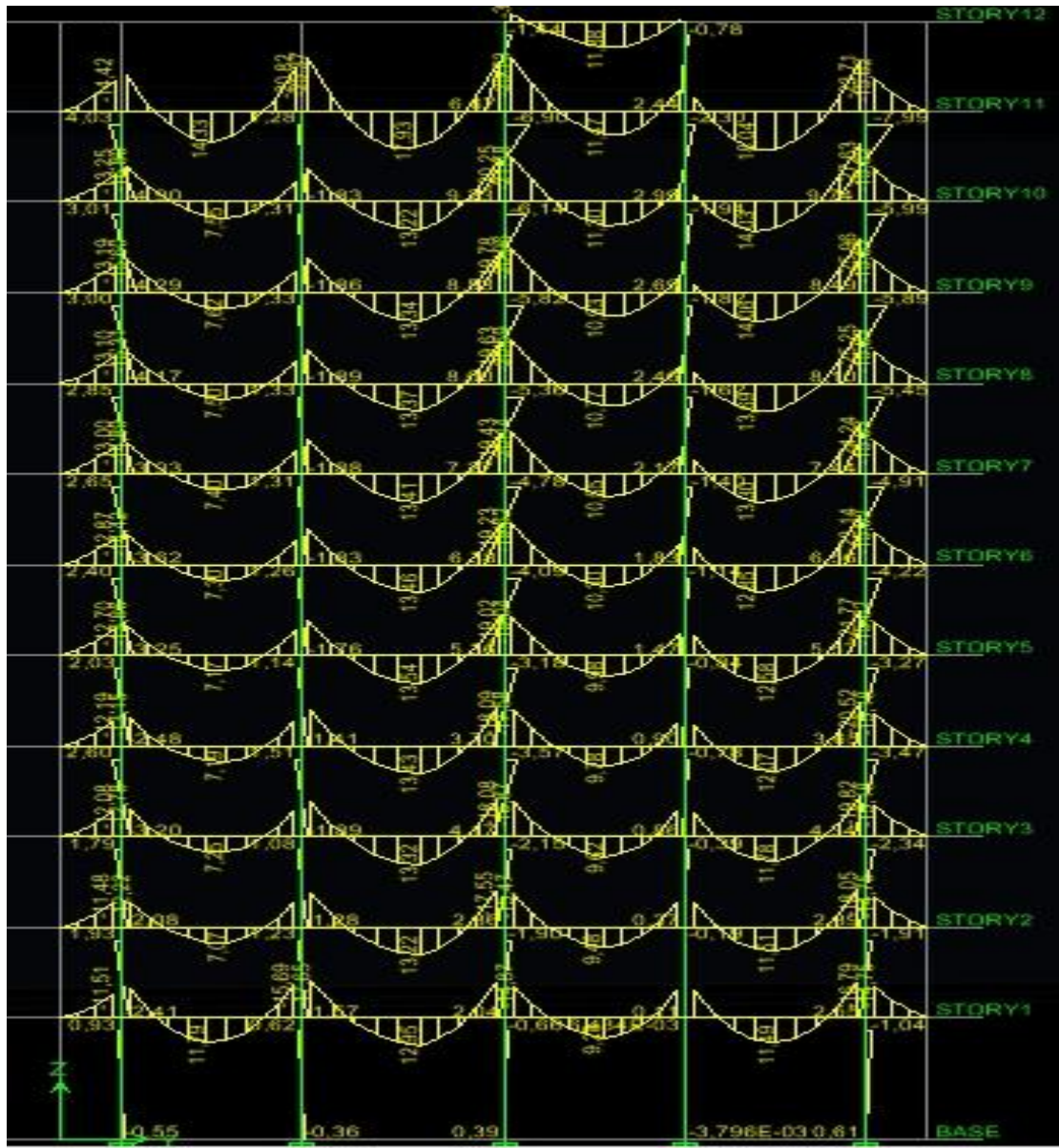


Figure VII.1.1 : Exemple du Moment 3-3 des poutres, axe2.

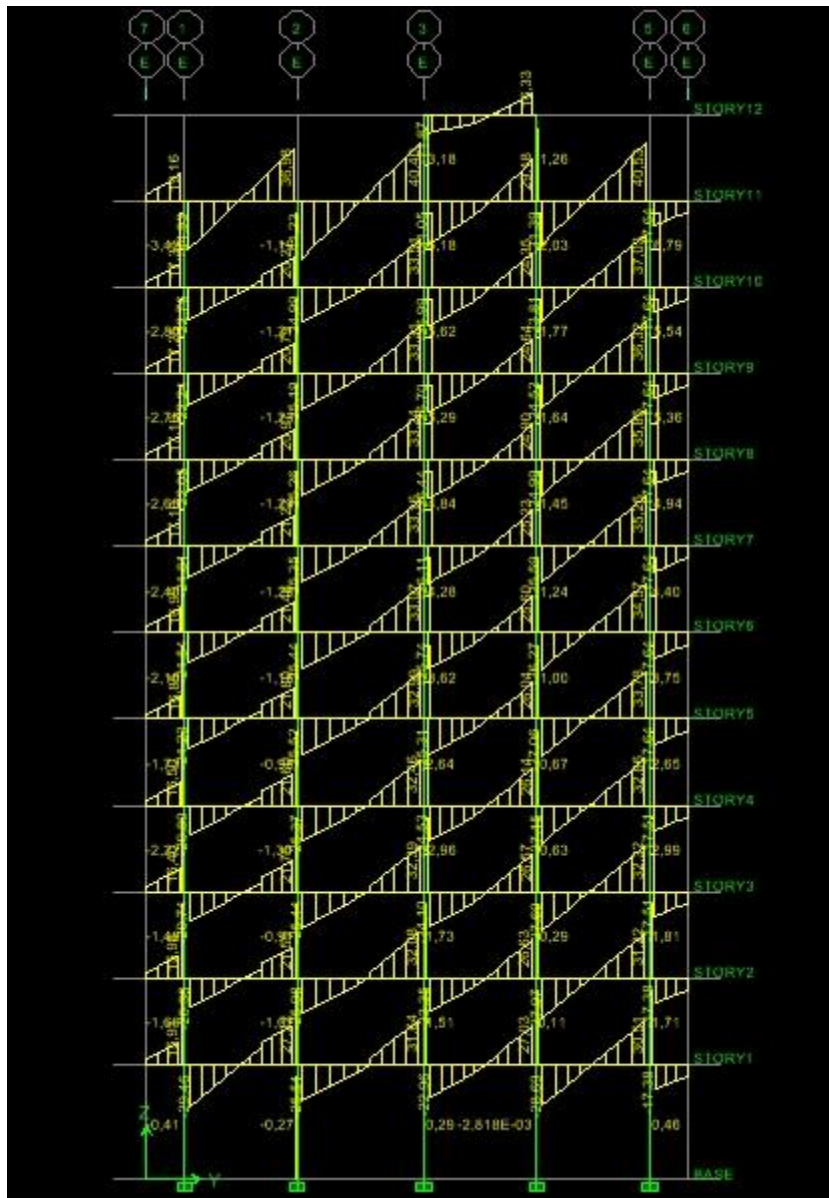


Figure VII.1.2 : Exemple de l'effort tranchant des poutres, axe 2.

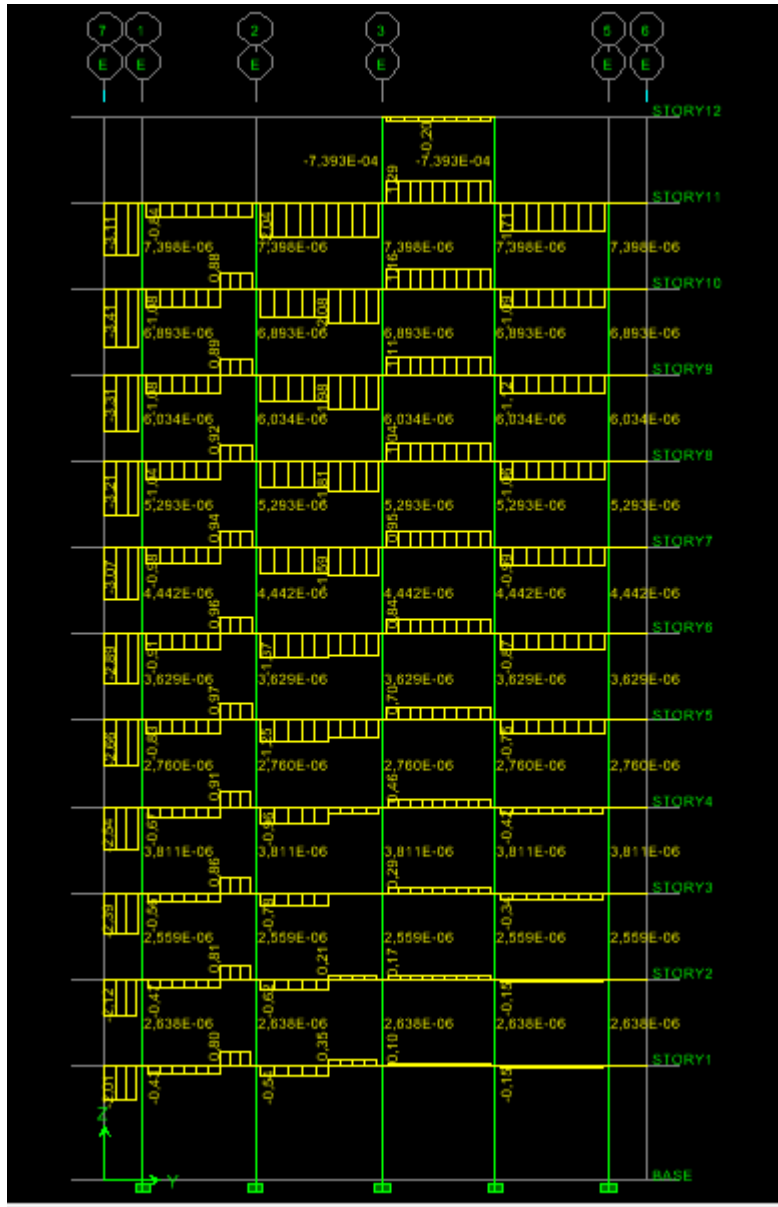


Figure VII.1.3: Exemple de la torsion aux des poutres, axe2.

VII.2. Ferrailage des poteaux :

Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) en tenant compte des combinaisons considérées comme suivante :

1,35G+1,5Q	ELU
G+Q	ELS
0,8G±E	RPA2003
G+Q±E	RPA2003.

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.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

VII.2.1. Recommandations du RPA2003 :

Les armatures longitudinales doivent être :

- En haute adhérence (**HA**), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
 - a) La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
 - b) La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
 - c) Le pourcentage minimal est $0,8\%(b \times h)$.
 - d) Le pourcentage maximum est :
 - 4 % (zone courante).
 - 6% (zone de recouvrement) ;
 - e) Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

a. Les armatures longitudinales :

➤ *Le pourcentage minimal sera :*

$$\text{Poteaux (40}\times\text{40)} \quad A_{\min}=0,008\times 40\times 40=12,8\text{cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (35}\times\text{35)} \quad A_{\min}=0,008\times 35\times 35=9,8\text{cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (30}\times\text{30)} \quad A_{\min}=0,008\times 30\times 30=7,2\text{cm}^2.$$

➤ *Le pourcentage maximal en zone courante sera :*

$$\text{Poteaux (40}\times\text{40)} \quad A_{\max}=0,04\times 40\times 40=64\text{cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (35}\times\text{35)} \quad A_{\max}=0,04\times 35\times 35=49\text{cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (30}\times\text{30)} \quad A_{\max}=0,04\times 30\times 30=36\text{cm}^2.$$

➤ *Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera :*

$$\text{Poteaux (40}\times\text{40)} \quad A_{\max}=0,06\times 40\times 40=96\text{cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (35}\times\text{35)} \quad A_{\max}=0,06\times 35\times 35=73,5\text{cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (30}\times\text{30)} \quad A_{\max}=0,06\times 30\times 30=54\text{cm}^2.$$

b. Les armatures transversales :

1) *Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :*

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}.$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10 \phi_1^{\min}, 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15 \phi_1^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ_1 : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

2) La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

3) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ minimum.

VII.2.2. Calcul du ferraillage :

1. Section partiellement comprimée (SPC) :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures soumises ; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

La condition suivante doit être vérifiée :

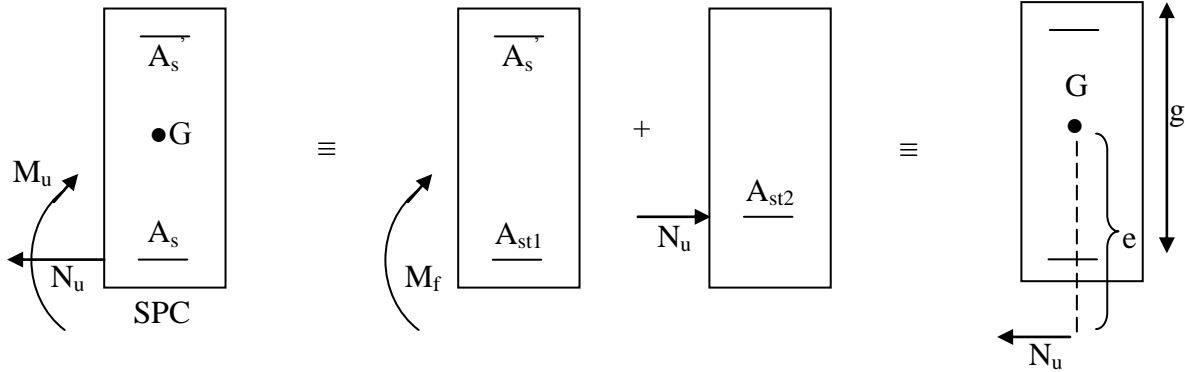
$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \longrightarrow \text{section rectangulaire.}$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

• Déterminations des armatures :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Si $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA). ($A' = 0$)

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est $A_s = A_1 \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$
 { (+) si N : Effort de traction.
 (-) si N : Effort de compression.

Si $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA). ($A' \neq 0$)

On calcul:

$$M_r = \mu_\ell bd^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = A'$, $A_s = A_1 \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$.

2. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : Effort de compression.

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

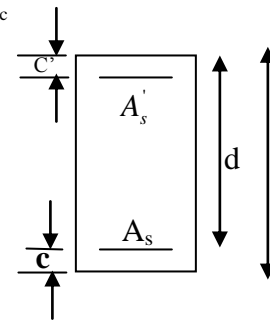
$$\text{Si : } (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_s = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$



2^{eme} cas :

$$\text{Si : } N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_u - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Remarque : Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$.

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

VII.2.3. Vérifications à l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} . \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

➤ Deux cas peuvent se présenter :

- Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{I_0}{B_0 \times V_0} \Rightarrow$ section entièrement comprimée (SEC).
- Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{I_0}{B_0 \times V_0} \Rightarrow$ section partiellement comprimée (SPC)

M_s : Moment de flexion à l'ELS.

N_s : L'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b \times h + 15(A + A')$ \longrightarrow section total homogène.

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \frac{bh^2}{2} + 15 \left\{ (A \cdot c' + A' \cdot d) \right\} ; \quad V_2 = h - V_1$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène.

On doit vérifier que :

• La section entièrement comprimée :

$$\sigma_{bsup} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{binf}} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{MPa}$$

• **La section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton σ_{bc} , on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + c$$

y_1^2 : est déterminé par l'équation suivante : $y_1^2 = py_2 + q = 0$

$$y = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A_s'(c - c')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A_s'(c - c')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c)^2$$

Pour effectuer la résolution, on procède come suite :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0,5 \times (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y = u - \frac{p}{3 \times u}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines.

$$1) y_1' = \text{acos} \left(\frac{\varphi}{3} \right)$$

$$2) y_1' = \text{acos} \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right)$$

$$3) y_1' = \text{acos} \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right)$$

Avec :

$$\varphi = \arccos \left[\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] ; a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions pour (y) celle qui donne : $0 < y_{ser} < d$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression du béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_1}{I} y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

La contrainte dans les aciers tendus :

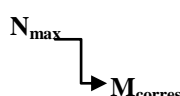
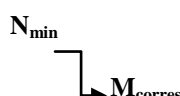
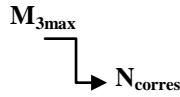
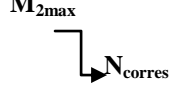
$$\sigma_s = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A \times (d - y_{ser}) + A' \times (y_{ser} - c') \right]$$

VII.2.4. Ferraillage des poteaux :

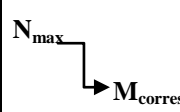

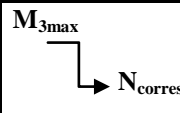
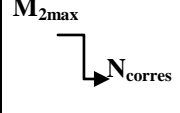
Nu (d-c')-Mf(x)

(0,337-0,81c'/h) bh²fbc(y)

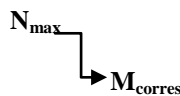
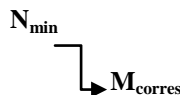
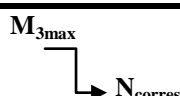
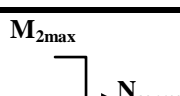
➤ Ferraillage des poteaux (40 x 40) :

	Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix Des barres
N_{max} 	$N_{max} = -396,74$ KN						$N_{max} = 1233,38$ KN						12,80	20.60	4 HA16 + 4HA20
	$M3 = 6,454$ KN.m			$M2 = 0,162$ KN.m			$M3 = 2,69$ KN.m			$M2 = 11,821$ KN.m					
	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²			
	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	17.95	17.51	S.E.C	18.7	16.76			
N_{min} 	$N_{min} = -1525,33$ KN						$N_{min} = -1233,38$ KN						12,80	20.60	4 HA16 + 4HA20
	$M3 = -1,269$ KN.m			$M2 = -0,197$ KN.m			$M3 = -2,69$ KN.m			$M2 = -11,821$ KN.m					
	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²			
	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0,00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00			
M_{3max} 	$M_{3max} = 13,878$ KN.m → $N_{corres} = -934,14$						$M_{3max} = 44,189$ KN.m → $N_{corres} = 626,05$						12,80	20.60	4 HA16 + 4HA20
	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²			
	S.E.C		0.00			0.00	S.P.C		12.63			5.37			
M_{2max} 	$M_{2max} = 4,487$ KN.m → $N_{corres} = -840,44$						$M_{2max} = 41,282$ KN.m → $N_{corres} = 378,58$						12,80	20.60	4 HA16 + 4HA20
	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²			
	S.E.C		0,00			0.00	S.P.C		8.83			2.05			

➤ Ferrailage des poteaux (35x35) :

	Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						A_{min} (cm ²)	$A_{dopté}$ (cm ²)	Choix Des barres
N_{max} 	$N_{max} = -259,77$ KN						$N_{max} = 743,63$ KN						9,80	14,20	4 HA 16+ 4 HA 14
	$M3 = 7,612$ KN.m			$M2 = 0,096$ KN.m			$M3 = 3,727$ KN.m			$M2 = 17,537$ KN.m					
	obs.	A_s cm ²	A_s cm ²	obs.	A_s cm ²	A_s cm ²	obs.	A_s cm ²	A_s cm ²	obs.	A_s cm ²	A_s cm ²			
	S.E.C	0,00	0,00	S.E.C	0,00	0,00	S.E.C	11,06	10,32	S.E.C	12,43	8,95			
N_{min} 	$N_{min} = -1226,75$ KN						$N_{min} = -743,63$ KN						9,80	14,20	4 HA 16+ 4 HA 14
	$M3 = -4,348$ KN.m			$M2 = -0,272$ KN.m			$M3 = -3,727$ KN.m			$M2 = -17,537$ KN.m					
	obs.	A_s cm ²	A_s cm ²	obs.	A_s cm ²	A_s cm ²	obs.	A_s cm ²	A_s cm ²	obs.	A_s cm ²	A_s cm ²			
	S.E.C	0,00	0,00	S.E.C	0,00	0,00	S.E.C	0,00	0,00	S.E.C	0,00	0,00			
M_{3max} 	$M_{3max} = 22,689$ KN.m \longrightarrow $N_{corres} = -678,39$						$M_{3max} = 45,786$ KN.m \longrightarrow $N_{corres} = 501,48$						9,80	14,20	4 HA 16+ 4 HA 14
	obs.	A_s cm ²		A_s cm ²		obs.	A_s cm ²		A_s cm ²						
	S.E.C	0,00		0,00		S.P.C	11,75		2,76						
M_{2max} 	$M_{2max} = 7,018$ KN.m \longrightarrow $N_{corres} = -603,87$						$M_{2max} = 45,635$ KN.m \longrightarrow $N_{corres} = 250,67$						9,80	14,20	4 HA 16+ 4 HA 14
	obs.	A_s cm ²		A_s cm ²		obs.	A_s cm ²		A_s cm ²						
	S.E.C	0,00		0,00		S.P.C	8,05		0,00						

➤ Ferraillage des poteaux (30x30) :

	Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix Des barres
N_{max} 	$N_{max} = -17,73 \text{ KN}$						$N_{max} = 574.03 \text{ KN}$						7.20	12.32	8 HA 14
	$M3 = -0,137 \text{ KN.m}$			$M2 = -0.388 \text{ KN.m}$			$M3 = 3.732 \text{ KN.m}$			$M2 = 15.842 \text{ KN.m}$					
	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²			
	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	8.68	7.82	S.E.C	10.07	6.43			
N_{min} 	$N_{min} = -946,86 \text{ KN}$						$N_{min} = -574.03 \text{ KN}$						7.20	12.32	8 HA 14
	$M3 = 4,945 \text{ KN.m}$			$M2 = -0,452 \text{ KN.m}$			$M3 = -3.732 \text{ KN.m}$			$M2 = -15.842 \text{ KN.m}$					
	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²	obs.	A_s Cm ²	A_s Cm ²			
	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00			
M_{3max} 	$M_{3max} = 39,8 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corres} = -83,93$						$M_{3max} = 35.646 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corres} = 361.20$						7.20	12.32	8 HA 14
	obs.	A_s Cm ²		A_s Cm ²		obs.	A_s Cm ²		A_s Cm ²						
	S.P.C	3,43		0.00		S.P.C	9,29		1.09						
M_{2max} 	$M_{2max} = 16,928 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corres} = -128,84$						$M_{2max} = 38.815 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corres} = 24.85$						7.20	12.32	8 HA 14
	obs.	A_s Cm ²		A_s Cm ²		obs.	A_s Cm ²		A_s Cm ²						
	S.P.C	0,00		0.00		S.P.C	4,69		0.00						

Conclusion :

On a opté pour le ferrailage suivant :

- **Poteaux (40 x 40) : 4 HA20 + 4 HA 16.**

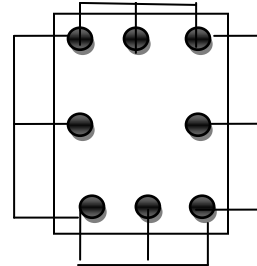
La section totale de :

$$4HA20 + 4 HA 16 = 20.60 \text{ cm}^2$$

est supérieur à la section minimale exigée par

le RPA ($A_{s \min} = 12.80 \text{ cm}^2$)

$$As_2 = 2HA20 + 1H16 = 8.29 \text{ cm}^2$$



$$As_3 = 2HA20 + 1HA16 = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$As_3 = 2HA20 + 1HA16 = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = 2HA20 + 1HA16 = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = 2HA16 + 1HA14 = 5.56 \text{ cm}^2$$

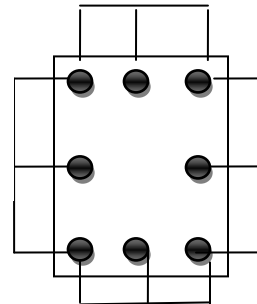
- **Poteaux (35X35) : 8HA 16.**

La section totale de $4HA 16 + 4HA14 = 14.20 \text{ cm}^2$

est supérieur à la section minimale exigée par

le RPA ($A_{s \min} = 9.80 \text{ cm}^2$)

$$As_3 = 2HA16 + 1HA14 = 5.56 \text{ cm}^2$$



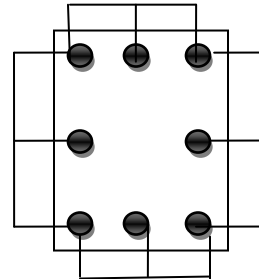
$$As_3 = 2HA16 + 1HA14 = 5.56 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = 2HA16 + 1HA14 = 5.56 \text{ cm}^2$$

▪ **Poteaux (30 x 30) : 8HA 14.**

La section totale de 8HA 14 = 12.31 cm^2
 est supérieur à la section minimale exigée par
 le RPA ($A_{s \text{ min}} = 7.20 \text{ cm}^2$)

$$A_{s3} = 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$$



$$A_{s2} = 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$$

VII.2.5. Vérification à l'ELS :

1. Vérification des contraintes à l'ELS à l'aide du logiciel SOCOTEC :

a. Poteaux longitudinaux :

Niveau	sollicitation	N (KN)	M ₃ (KNm)	e _s (m)	Obs	σ _{bsup} (MPa)	σ _{binf} (MPa)	σ _b (MPa)	Obs	σ _{ssup} (MPa)	σ _{sinf} (MPa)	σ _s (MPa)	Obs
RDC,1	N _{max}	-289,14	4,649	0,016	SEC	1,24	1,89	15	C.V	19,2	27,7	400	C.V
	N _{min}	-1105,35	0,889	0,0008	SEC	5,92	6,04	15	C.V	88,9	90,5	400	C.V
	M _{max}	-678,15	10,061	0,014	SEC	2,97	4,36	15	C.V	45,9	64,10	400	C.V
2,3	N _{max}	-189,29	5,487	0,028	SEC	0,76	1,96	15	C.V	12,7	27,9	400	C.V
	N _{min}	-888,91	3,047	0,003	SEC	6,03	6,75	15	C.V	91,2	100,3	400	C.V
	M _{max}	-492,55	16,439	0,033	SEC	1,74	5,34	15	C.V	30,0	75,5	400	C.V
4,5,6,7,8,9,10	N _{max}	-12,96	-0,098	0,007	SEC	0,14	0,11	15	C.V	2,07	1,68	400	C.V
	N _{min}	-686,19	3,468	0,005	SEC	5,98	7,24	15	C.V	91,3	106,7	400	C.V
	M _{max}	-61,78	28,863	0,467	SPC	0	7,52	15	C.V	-193,3	79,4	400	C.V

b. Poteaux transversaux :

Niveau	sollicitation	N (KN)	M ₂ (KNm)	e _s (m)	Obs	σ _{bsup} (MPa)	σ _{binf} (MPa)	σ _b (MPa)	Obs	σ _{ssup} (MPa)	σ _{sinf} (MPa)	σ _s (MPa)	Obs
RDC,1	N _{max}	-289,14	0,113	0,0003	SEC	1,55	1,58	15	C.V	23,3	23,6	400	C.V
	N _{min}	- 1105,35	-0,159	0,0001	SEC	5,96	5,99	15	C.V	89,5	89,9	400	C.V
	M _{max}	-610,27	3,236	0,005	SEC	3,06	3,54	15	C.V	46,4	52,6	400	C.V
2,3	N _{max}	-189,29	0,067	0,0003	SEC	1,35	1,37	15	C.V	20,2	20,6	400	C.V
	N _{min}	-888,91	-0,246	0,0002	SEC	6,38	6,39	15	C.V	95,8	95,8	400	C.V
	M _{max}	-438,58	5,064	0,011	SEC	2,59	3,72	15	C.V	40,0	54,3	400	C.V
4,5,6,7,8,9 10	N _{max}	-12,96	-0,284	0,021	SEC	0,17	0,08	15	C.V	2,46	1,30	400	C.V
	N _{min}	-686,19	-0,379	0,0005	SEC	6,63	6,58	15	C.V	99,4	98,8	400	C.V
	M _{max}	-94,41	12,232	0,129	SPC	0	3,4	15	C.V	-29,8	42,2	400	C.V

c. Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- ✓ Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- ✓ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

1) Diamètre des aciers : selon le BAEL 99

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \longrightarrow \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6,66\text{mm, soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

Nous adoptons des cadres de section $A_t = 2,01\text{cm}^2 = 4\text{HA}8$.

2) Espacement des armatures :

a) *En zone nodale :*

$$S_t \leq \min(10 \phi_t^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,4 ; 15\text{cm}) = 14\text{cm} \longrightarrow S_t = 10\text{cm}$$

b) *En zone de recouvrement :*

$$S_t \geq \min 15 \phi_t^{\min} = 21\text{cm} \longrightarrow S_t = 15\text{cm}$$

3) Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\phi_t = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

$$L_r = 40\phi_t = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$$

$$L_r = 40\phi_t = 2,0 \times 40 = 80\text{cm}$$

4) Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} ; \quad l_f = 0,7h_e$$

Pour le cas le plus défavorable : RDC avec : $h = 4,08\text{m}$.

$$l_f = 0,7 \times 3,63 = 2,541\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,541}{0,4} = 6,352$$

★ *En zone nodale :*

$$A_{\min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 40 \times 10 = \mathbf{1,2\text{cm}^2}$$

★ *En zone de recouvrement :*

$$A_{\min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 40 \times 15 = \mathbf{1,8\text{cm}^2}$$

Donc on a :

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min}=1,2\text{cm}^2 \\ A_{\min}=1,8\text{cm}^2 \end{array} \right\} < A_t=2,01\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA 99:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon BAEL99 :

$$\tau_{bu} = \min(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875\text{MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28}=25\text{MPa} \\ \lambda_g=6,352 > 5 \end{array} \right. \longrightarrow \rho_b = 0,075$$

Niveau	Sections (Cm ²)	T _{max} (KN)	τ _b (MPa)	λ _g	ρ _b	τ _{bu} (RPA99)	τ _{bu} (BAEL99)	Obs
4,5,6,7,8,9,10	30×30	19,88	0,276	6,09	0,075	1,875	3,25	C.V
2,3	35×35	11,49	0,113	5,22	0,075	1,875	3,25	C.V
RDC,1	40×40	7,18	0,052	6,352	0,075	1,875	3,25	C.V

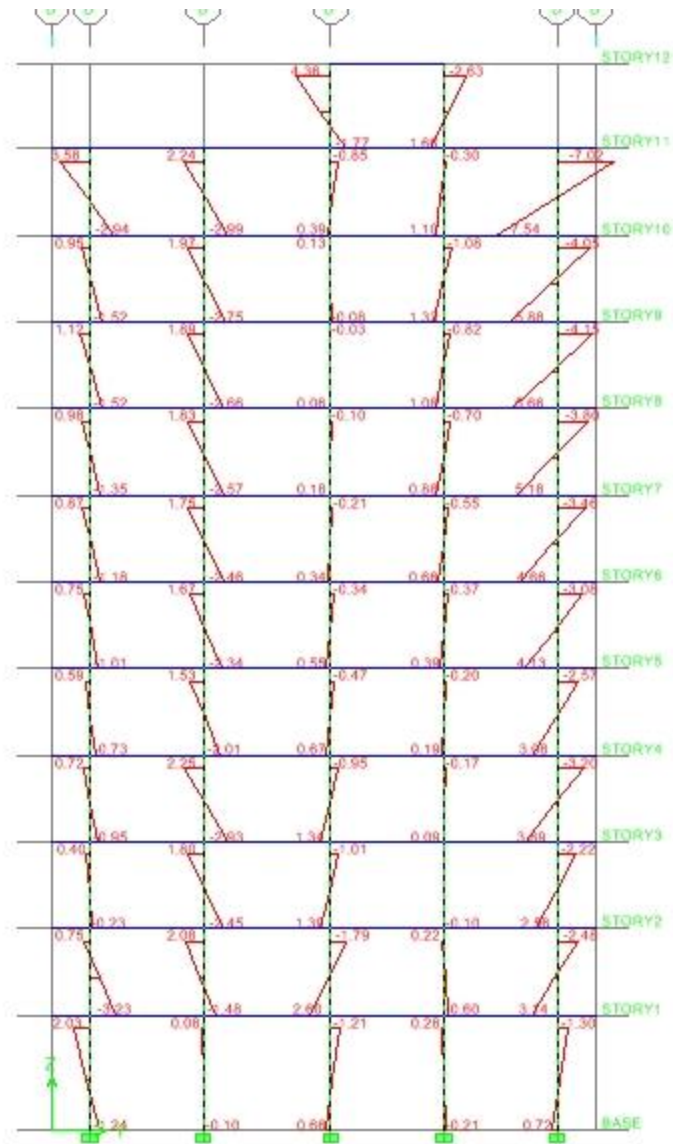


Figure VII.2.1 : Exemple du Moment 2-2 des poteaux, axe 2.

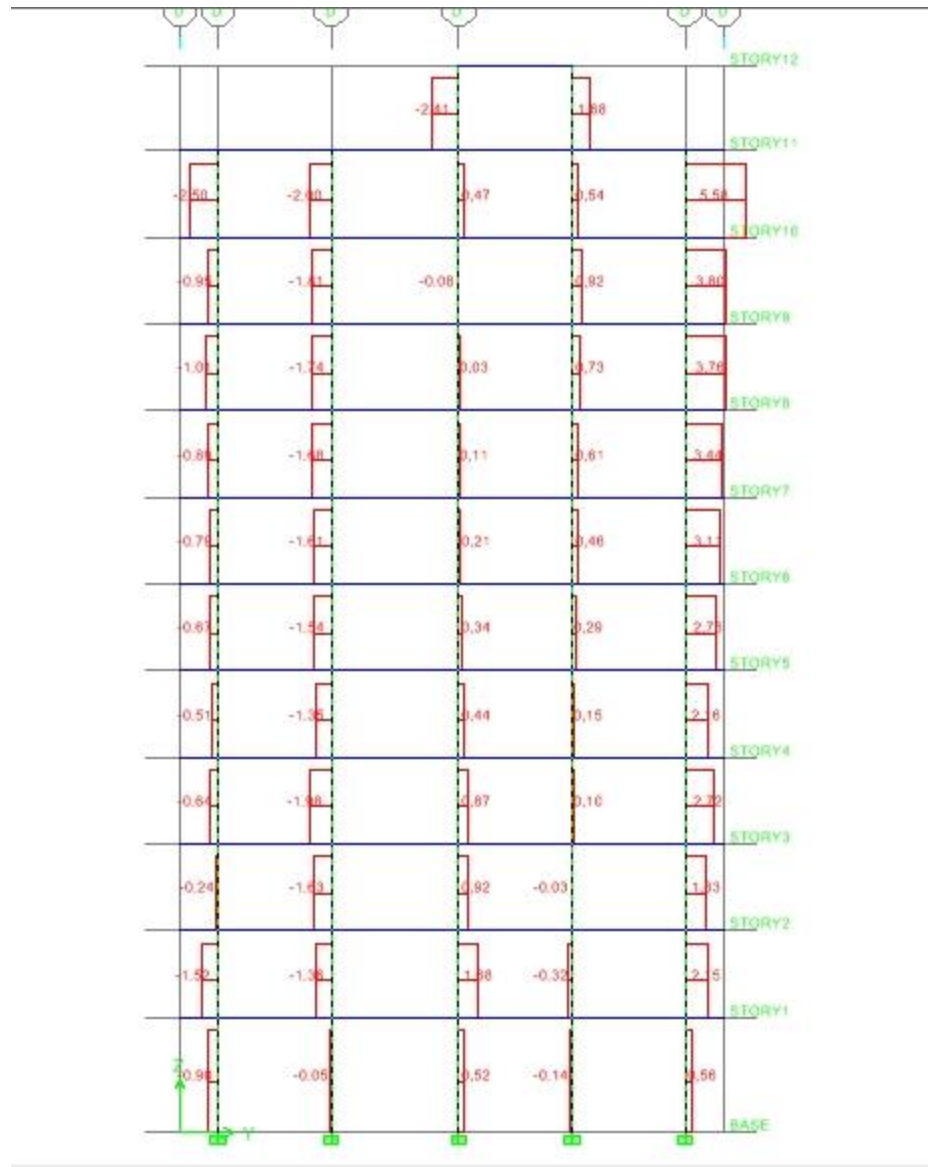


Figure VII.2.2 : Exemple de l'effort tranchant des poteaux, axe 2.

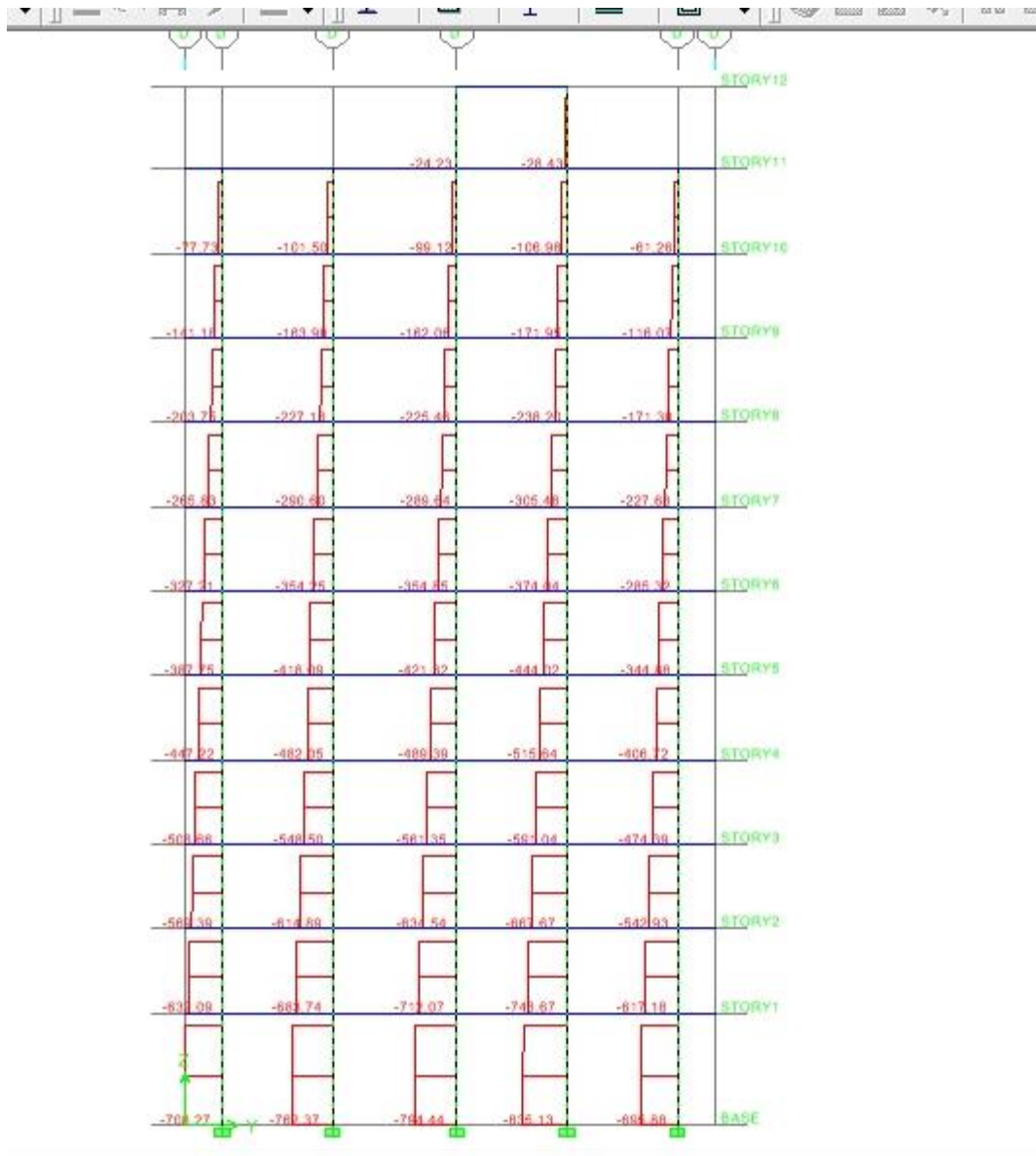


Figure VII.2.3 : Exemple de force axiale des poteaux, à l'ELU, axe 2.

VIII. Ferrailage des voiles

Introduction :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous un effort normal résultant des combinaisons efforts dus aux forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Pour cela, nous avons divisé notre structure en quatre zones de calcul :

- **Zone I** → R.D.C, 1er étage, 2^{ème} étage.
- **Zone II** → 3^{ème}, 4^{ème} étage et 5^{ème} étage.
- **Zone III** → 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage.
- **Zone V** → 9^{ème} étage.

❖ Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA 99révisé 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Le calcul se fera par *la méthode des tronçons de la RDM*, qui se fait pour une bande 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour par bandes de longueur « **d** » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

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.

VIII.1. Armatures verticales :

VIII.1.1. Section entièrement comprimée et entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \quad \text{Avec : } e : \text{ épaisseur du voile}$$

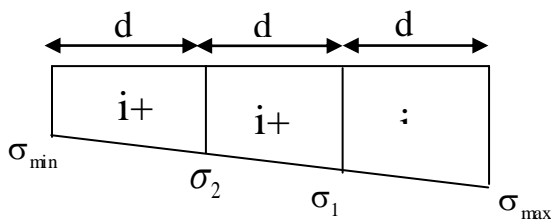


Figure VIII.1.1 : diagramme d'une section entièrement tendue.

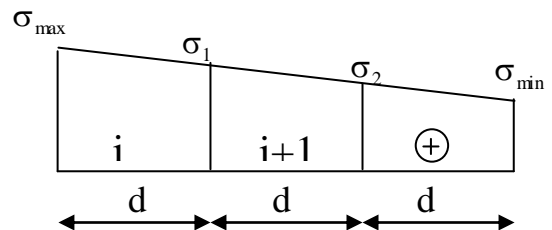


Figure VIII.1.2 : diagramme d'une section entièrement comprimée.

a. Pour une section entièrement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile et $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$: contrainte de l'acier.

❖ Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99}).$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99}).$$

b. Pour une Section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

❖ **Armatures minimales :**

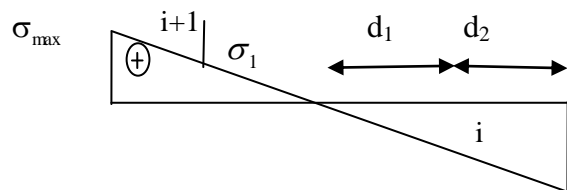
$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right\}$$

VIII.1.1.1. Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$



σ_{\min}

a. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right\}$$

b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10 Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

- [BAEL 91] : $A_h \geq \frac{A_v}{4}$

- [RPA 99/2003] :

$A_h \geq 0,15\% B$ Globalement dans la section du voile.

$A_h \geq 0,10\% B$ En zone courante.

B : Section du béton.

A_v : Section d'armature verticale.

c. Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1 \times 1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \bar{T} = 1,4 T$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

d. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingle au mètre carré de surface.

e. Armature pour les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un Potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à **0,2 %** de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent au moins à **4 HA10 (RPA 99)**.

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

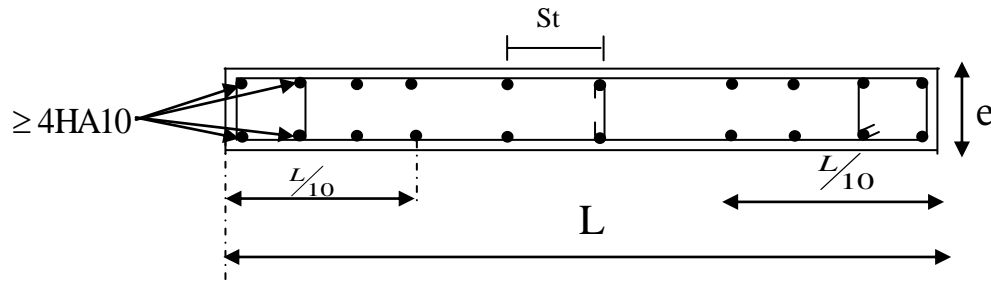
❖ Dispositions constructives :**▪ Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30\text{cm} \} \quad \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}.$$

Avec : e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.



▪ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à : **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)**

- ✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement 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 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

VIII.2. Vérification :

VIII.2.1. Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il est considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

➤ **Selon le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b = \frac{T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$T = 1,4 \times T_{u, \text{calcul}}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0,9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

e : Epaisseur du linteau ou du voile.

➤ Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa. Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement.

❖ Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage du voile (VT1, VT2, VT5, VT6) dans la zone I:

Caractéristiques géométriques :

$$L = 4,00 \text{ m}, \quad e = 0,20 \text{ m}, \quad V = V' = L/2 = 2,00 \text{ m}$$

$$I = \frac{e x L^3}{12} = \frac{0,2 \times 4^3}{12} = 1,06 \text{ m}^4$$

$$B = e \times L = 0,2 \times 4,0 = 0,8 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 11309,87 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -6164,29 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \text{ La section est partiellement comprimée (SPC)}$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = 2,58 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 4,00 - 2,58 = 1,42 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d).

1°/ Calcul de la longueur (d) :

$$\text{Avec } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 1,72 \text{ m}$$

Soit un tronçon $d = \frac{L_t}{2} = 0,71\text{m}$; $d_2 = 1,42 - 0,71 = 0,71\text{m}$

2°/ Détermination des armatures :

1^{ère} bande: d= 0,71 m

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d_1)\sigma_{min}}{l_t} = \frac{(1,42 - 0,71)6164,29}{1,42} = 3082,145 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 1021,83 \text{ KN}$$

1) Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1021,83}{34,8} = 29,36 \text{ cm}^2$$

2) Section minimale :

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{B \cdot f_{t28}}{f_c}; 0,015B \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0,142 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,015 \times 0,142 \times 10^4 \right\} = 7,455 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{v1}$ donc on doit ferrailer avec $A_{v1} = 29,36 \text{ cm}^2$

2^{ème} bande : d=0,71 m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{3082,145 \times 0,71 \times 0,2}{2} = 218,83 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{218,83}{34,8} = 6,28 \text{ cm}^2$$

1) Section minimale :

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{B \cdot f_{t28}}{f_c}; 0,0015B \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0,142 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,0015 \times 0,142 \times 10^4 \right\} = 7,455 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_{v2}$ donc on doit ferrailer avec $A_{min} = 7,455 \text{ cm}^2$

2) Armatures de coutures :

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

1^{ère} bande: $20HA14 = 30,80 \text{ cm}^2$ par rapport à d_1 soit: 10HA14 par rapport a une nappe avec un espacement de 8 cm.

2^{ème} bande: $20HA14 = 30,80\text{cm}^2$ par rappirt à d_2 soit: 10HA14par rapport à une nappe avec un espacement de 8 cm.

❖ Armatures horizontales :

$$D'après le BAEL 91 : A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0,15 \% B \right\}$$

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{30,80}{4} = 7,7\text{cm}^2$$

Soit $2 \times 5HA12 = 11,3 \text{ cm}^2/ \text{ml}$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

❖ Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré. Soit HA8.

3°/ Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e, 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4°/ Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA99

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 737,88}{0,2 \times 0,9 \times 3,63} \times 10^{-3} = 1,58\text{MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

○ D'après le BAEL 91 :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{737,88}{0,2 \times 0,9 \times 3,63} \times 10^{-3} = 1,12\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5°/ Vérification des contraintes dans le béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2058,23 \times 10}{20 \times 400 + 15 \times (30,80)} = 2,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux

Ferrailage des voiles longitudinaux VL12 ; VL13 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,25	1,25	1,25		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,25	0,25	0,25		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4799,05	4023,29	4174,21		
	σ_{min} [KN/m ²]	-6332,05	-5647,19	-5006,51		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)		94,03	65,7	63,14	
	L _t (m)		0,71	0,73	0,68	
	L _c (m)		0,54	0,52	0,57	
	d (m)		0,356	0,365	0,341	
	σ_1 [KN/m ²]		3166,025	2823,595	2503,255	
	N (kN)	N ₁	337,69	309,16	255,96	
		N ₂	112,564	103,054	85,319	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8,44	7,73	6,40	
		A _{v2}	2,81	2,58	2,13	
	A _{vj} (cm ²)		3,62	2,53	2,43	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj}	9,35	8,36	7,01	
		A2=A _{v2} +A _{vj}	3,72	3,21	2,74	
	A _{min} (cm ²)		3,73	3,83	3,58	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	10,78	10,78	7,91	
		Bonde 2	4,62	4,62	3,39	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*7HA14	2*7HA14	2*7HA12
			Bonde 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA12
S _t (cm)		Bonde1	6cm	6cm	6cm	
		Bonde 2	18cm	18cm	18cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,13	4,65	4,73		
A _H /nappe (cm ²)		2,70	2,70	1,98		
Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA10	8HA10	8HA10		
ep =15cm		A=6,28cm	A=6.28cm	A=6,28cm		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	t _u (MPa)	0,418	0,292	0,281	
		t _b (MPa)	0,585	0,409	0,393	
	ELS	N _s (kN)	-1116,35	-1377,36	-893,55	
		s _b (MPa)	-4,1E+00	-5,0E+00	-3.3E+00	

➤ Ferrailage du voile longitudinal VL7 ; VL8 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,4	0,4	0,4	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	6075,13	3799,08	4203,16	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6075,13	-3939,48	-4203,16	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	613,75	227,82	204,62	
	L _t (m)	1,00	1,02	1,00	
	L _c (m)	1,00	0,98	1,00	
	d (m)	0,500	0,509	0,500	
	σ_1 [KN/m ²]	3037,565	1969,740	2101,580	
	N (kN)	N ₁	455,63	300,82	315,24
		N ₂	151,878	100,274	105,079
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11,39	7,52	7,88
		A _{v2}	3,80	2,51	2,63
	A _{vj} (cm ²)		23,63	8,77	7,88
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	17,30	9,71	9,85
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	9,70	4,70	4,60
	A _{min} (cm ²)		5,25	5,35	5,25
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18,48	13,56	13,56
		Bonde 2	10,78	7,91	7,91
	Choix des barres	Bonde1	2*12HA14	2*12HA12	2*12HA12
		Bonde 2	2*7HA14	2*7HA12	2*7HA12
S _t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm	
	Bonde 2	17cm	17cm	17cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3,00	4,65	4,73	
A _H /nappe (cm ²)		4,62	3,39	3,39	
Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA10	8HA10	8HA10	
ep =15cm		A=6,28cm ²	A=6,28cm ²	A=6,28cm ²	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	t _u (MPa)	1,705	0,633	0,568
		t _b (MPa)	2,387	0,886	0,796
	ELS	N _s (kN)	-1347,65	-1400,15	-893,49
s _b (MPa)		-3,0E+00	-3,2E+00	-2,1E+00	

➤ Ferrailage du voile longitudinal VL1, VL2, VL3, VL4 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,5	1,5	1,5	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,3	0,3	0,3	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5434,25	3078,68	1824,55	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5434,25	-3078,68	-1959,59	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	141,31	84,15	204,62	
	L _t (m)	0,75	0,75	0,78	
	L _c (m)	0,75	0,75	0,72	
	d (m)	0,375	0,375	0,388	
	σ_1 [KN/m ²]	2717,125	1539,340	979,795	
	N (kN)	N ₁	305,68	173,18	114,16
		N ₂	101,892	57,725	38,053
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7,64	4,33	2,85
		A _{v2}	2,55	1,44	0,95
	A _{vj} (cm ²)		5,44	3,24	7,88
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	9,00	5,14	4,82
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3,91	2,25	2,92
	A _{min} (cm ²)		3,94	3,94	4,08
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	10,78	7,91	7,91
		Bonde 2	4,62	3,39	3,39
	Choix des barres	Bonde1	2*7HA14	2*7HA12	2*7HA12
		Bonde 2	2*3HA14	2*3HA12	2*3HA12
S _t (cm)	Bonde1	7cm	7cm	7cm	
	Bonde 2	18cm	18cm	18cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,25	4,65	4,73	
A _H /nappe (cm ²)		2,70	1,98	1,98	
Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA10	8HA10	8HA10	
ep =15cm		A=6,28cm ²	A=6,28cm ²	A=6,28cm ²	
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	t _u (MPa)	0,523	0,312	0,758
		t _b (MPa)	0,733	0,436	1,061
	ELS	N _s (kN)	-642,3	-512,4	-893,49
		s _b (MPa)	-2,0E+00	-1,6E+00	-2,8E+00

➤ Ferrailage du voile longitudinal VL5, VL6 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,5	3,5	3,5	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,7	0,7	0,7	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	7848,42	4538,48	5959,75	
	σ_{min} [KN/m ²]	-7848,42	-4538,48	-5959,75	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	619,03	473,4	340,18	
	L _t (m)	1,75	1,75	1,75	
	L _c (m)	1,75	1,75	1,75	
	d (m)	0,875	0,875	0,875	
	σ_1 [KN/m ²]	3924,210	2269,240	2979,875	
	N (kN)	N ₁	1030,11	595,68	782,22
		N ₂	343,368	198,559	260,739
	A _v (cm ²)	A _{v1}	25,75	14,89	19,56
		A _{v2}	8,58	4,96	6,52
	A _{vj} (cm ²)		23,83	18,23	13,10
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	31,71	19,45	22,83
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	14,54	9,52	9,79
	A _{min} (cm ²)		9,19	9,19	9,19
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32,16	24,64	24,64
		Bonde 2	16,08	12,32	12,32
	Choix des barres	Bonde1	2*16HA16	2*16HA14	2*16HA14
Bonde 2		2*8HA16	2*8HA14	2*8HA14	
S _t (cm)	Bonde1	6cm	6cm	6cm	
	Bonde 2	13cm	13cm	13cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,25	4,65	4,73	
A _H /nappe (cm ²)		8,04	6,16	6,16	
Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12	8HA10	8HA10	
ep =15cm		A=9,04cm ²	A=6.28cm ²	A=6,28cm ²	
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	t _u (MPa)	0,983	0,751	0,540
		t _b (MPa)	1,376	1,052	0,756
	ELS	N _s (kN)	-3089,44	-2246,06	-1396,76
		s _b (MPa)	-4,0E+00	-3,0E+00	-1,8E+00

➤ Ferrailage du voile transversales VT1; VT; VT3; VT4 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4	4	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,8	0,8	0,8	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	8121,74	4835,51	2466,81	
	σ_{min} [KN/m ²]	-8121,74	-4835,51	-3500,05	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	743,27	537,87	382,7	
	L _t (m)	2,00	2,00	2,35	
	L _c (m)	2,00	2,00	1,65	
	d (m)	1,000	1,000	1,173	
	σ_1 [KN/m ²]	4060,870	2417,755	1750,025	
	N (kN)	N ₁	1218,26	725,33	615,92
		N ₂	406,087	241,776	205,306
	A _v (cm ²)	A _{v1}	30,46	18,13	15,40
		A _{v2}	10,15	6,04	5,13
	A _{vj} (cm ²)		28,62	20,71	14,73
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	37,61	23,31	19,08
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	17,31	11,22	8,82
	A _{min} (cm ²)		10,50	10,50	12,32
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	38,19	29,26	21,47
		Bonde 2	18,09	13,86	10,17
	Choix des barres	Bonde1	2*19HA16	2*19HA14	2*19HA12
		Bonde 2	2*9HA16	2*9HA14	2*9HA12
	S _t (cm)	Bonde1	6cm	6cm	7cm
		Bonde 2	13cm	13cm	15cm
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,00	4,65	4,73	
A _H /nappe (cm ²)		9,55	7,32	5,37	
Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA12	9HA12	8HA10	
ep =15cm		A=10,17cm ²	A=10,17cm ²	A=6,28cm ²	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	t _u (MPa)	1,032	0,747	0,532
		t _b (MPa)	1,445	1,046	0,744
	ELS	N _s (kN)	-2325,41	-1700,81	-1055,43
		s _b (MPa)	-2,6E+00	-2,0E+00	-1,2E+00

X. Etude de l'infrastructure

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- *Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;*
- *Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;*
- *Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.*

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

❖ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ✓ Les semelles continues sous mur ;
- ✓ Les semelles continues sous poteaux ;
- ✓ Les semelles isolées ;
- ✓ Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ✓ Les pieux ;
- ✓ Les puits.

X.1. Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1,9$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

X.2.1. Semelle isolé :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du **RDC**.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

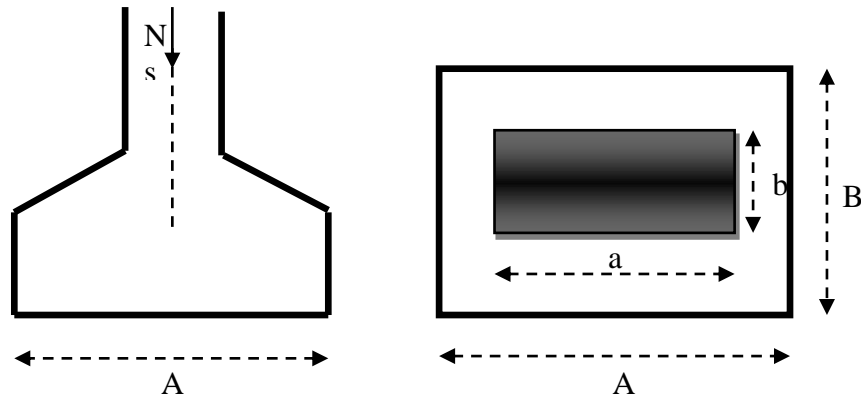
$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$\underline{\text{Exemple :}} \quad N_{ser} = 1105.35 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 190 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B^2 = 2.41 \text{ m}^2$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



X.2.2. Semelles filantes :

1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 190\text{KN/m}^2 = 0,19\text{MPa}$) ;

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

➤ **Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :**

VOILES	G+Q	L (m)	B (m)	S=L*B (m ²)
VT1	2555,35	4	3,36230263	13,4492105
VT2	2439,67	4	3,21009211	12,8403684
VT3	2555,31	4	3,36225	13,449
VT4	2439,65	4	3,21006579	12,8402632
VT5	219,72	1,49	0,77612151	1,15642105
VT6	219,71	1,49	0,77608619	1,15636842
				54,8916316

➤ **Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :**

VOILES	G+Q	L (m)	B (m)	S= L*B (m ²)
VL1	685,39	1,5	2,40487719	3,607315789
VL2	685,39	1,5	2,40487719	3,607315789
VL3	672,9	1,5	2,36105263	3,541578947
VL4	672,9	1,5	1,0118797	1,517819549
VL5	3193,57	3,5	4,8023609	16,80826316
VL6	3193,48	3,5	8,40389474	29,41363158
VL7	1929,6	2	5,07789474	10,15578947
VL8	1929,59	2	20,7259936	41,45198711
VL9	73,92	0,49	0,68254848	0,334448753
VL10	82,88	0,57	0,19387135	0,110506667
VL11	327,59	2,25	1,37932632	3,103484211
VL12	1847,5	1,25	7,77894737	9,723684211
VL13	1847,48	1,25	7,77886316	9,723578947
				133,0994042

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St =187.98 m².**

2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

a) *Hypothèse de calcul :*

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

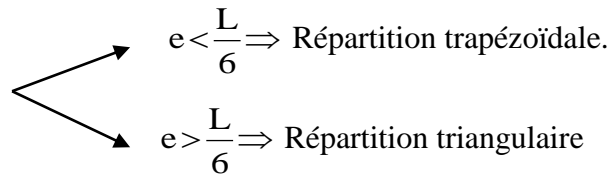
Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) *Etape de calcul :*

— Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

— Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

— Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

c) Application :

Poteau	N= G+Q (kN)	e _i (m)	N.e _i (kNm)	M(KN.m)
1	833	-8.25	-6872.25	2.87
2	904.03	-4.25	-3842.12	-0.75
3	949.25	0.25	237.31	-1.4
4	1014.72	4.25	4312.56	0.46
5	890.99	8.25	7350.66	1.47
	∑N=4591.99			

On a :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 0.25$$

$$e = 0,25 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{16.5}{6} = 2.75 \text{ m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4591.99}{16.5} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,25}{16.5}\right) = 253 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4591.99}{16.5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,25}{16.5}\right) = 344.69 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4591.99}{16.5} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,25}{16.5}\right) = 321.31 \text{ KN/m}^2.$$

d) *détermination de la largeur de la semelle :*

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{321.31}{190} = 1,69m \text{ on prend } B = 1,80m$$

On aura donc, $S = 1,80 \times 16.5 = 29.70m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 29.70 \times 8 = 237.60 m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 237.60 + 187.98 = 425.58m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 23.8 \times 16.5 = 392.70m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{425.58}{392.70} = 1.08$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 108 %

➤ Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre, elles occupent ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

X.3. Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- *Rigide en son plan horizontal ;*
- *Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;*
- *Facilité de coffrage ;*
- *Rapidité d'exécution.*

X.3.1. Pré dimensionnement du radier :**X.3.1.1. Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm).

X.3.1.2. Selon la condition forfaitaire :

a) *Sous voiles :*

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,56 \leq h \leq 0,90$$

h : épaisseur du radier ;

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h = 65$ cm.

b) *Sous poteaux :*

➤ *Dalle :*

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm.

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22.50 \text{ cm}$$

Soit $h_d = 30$ cm.

➤ *Nervure :*

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

Soit $h_n = 80$ cm.

**La base de la nervure :*

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \iff 0.4 \times 80 \leq b_n \leq 0.7 \times 80 = 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

On prend $b_n = 50$ cm.

X.3.1.3. Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.50\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0,90 \text{ m}$$

➤ Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_{\text{ner}} = 80 \text{ cm.}$$

$$h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm.}$$

$$b_{\text{ner}} = 50 \text{ cm.}$$

1. Calcul de la surface nécessaire au radier :

- Charge permanente $G = 41554.79 \text{ KN}$.
- Charge d'exploitation $Q = 8212.67 \text{ KN}$

2. Combinaison d'actions :

$$A \text{ l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 68417.71 \text{ KN}$$

$$A \text{ l'ELS : } N_s = G + Q = 49767.46 \text{ KN}$$

3. Détermination de la surface du radier :

$$A \text{ l'ELU} \quad S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{68417.71}{1,33 \times 190} = 270.74 \text{ m}^2$$

$$A \text{ l'ELS} \quad S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{49767.46}{190} = 261.93 \text{ m}^2$$

$$D'où : \quad S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 270.74 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 392.70 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 270.74 \text{ m}^2$$

Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord, mais en revanche les règles du **BAEL**, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$h_{deb} \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 40 \text{ cm} .$$

On opte pour un débord de **$h_{deb} = 50 \text{ cm}$** .

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{debord} = (23.80 + 16.5) \times 2 \times 0.5 = 40.30 \text{ m}^2$$

Donc : la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 392.70 + 40.30 = 433 \text{ m}^2$

X.3.1.4. Détermination des efforts :**1. Charge permanente :**

Poids du bâtiment : 41554.79 KN.

Poids de radier :

**Poids de la dalle:*

$$P_{dalle} = (S_{radier} \times h_d) \times \rho_{béton} = (433 \times 0,3) \times 25 = 3247.5 \text{ KN} .$$

** Poids des nervures:*

$$P_{ner} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_{béton}$$

avec n: nombre de portique dans le sens considérée

$$P_{ner} = [(0,5 \times (0,8 - 0,3) \times 23.80 \times 5) + (0,5 \times (0,8 - 0,3) \times 16.5 \times 8)] \times 25 = 1568.75 \text{ KN}$$

**Poids de TVO :*

$$T.V.O = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_{ner}) \times \rho_{béton}.$$

$$\text{Avec: } S_{nerv} = (0,5 \times 23.80 \times 5) + (0,5 \times 16.5 \times 8) = 125.50 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [(433 - 125.50) \times (0.8 - 0.3)] \times 17 = 2613.75 \text{ KN}.$$

**Poids de la dalle flottante :*

$$P_{df} = S_{radier} \times e_p \times \rho_{béton} = 433 \times 0,1 \times 25 = 1082.50 \text{ KN}$$

$$G_{tot} = 50067.29 \text{ KN}.$$

2. Surcharge d'exploitation :

Surcharges du bâtiment $Q_{\text{bat}} = 8212.67\text{kN}$

Surcharges du radier $Q_{\text{rad}} = 5 \times 433 = 2165\text{KN}$

$$Q_{\text{tot}} = 10377.67\text{KN}$$

*Combinaisons d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 50067.29 + 1,5 \times 10377.67 = 83157.34\text{KN}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 50067.29 + 10377.67 = 60444.96\text{KN}$

A. Vérification :

1. Vérification à la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 1.90\text{MPa}$$

$b = 1\text{m}$; $d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27\text{ m}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{83157.34 \times 1}{433} \times \frac{4.50}{2} = 432.11\text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{432.11}{1 \times 0,27} = 1600.4\text{ kN/m}^2 = 1.6\text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

2. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

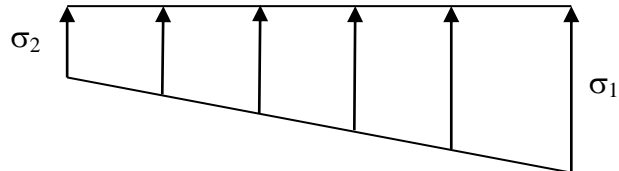
On doit vérifier que :

L'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$



X.3.1 : Diagramme des contraintes

a) Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,90m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,25m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 8909,38m^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 18536,74m^4.$$

c) Calcul des moments :

$$M_x = 47.634 + (27419,39 \times 0,8) = 21983,14 \text{KN.m}$$

$$M_y = 67234,46 + (39915,83 \times 0,8) = 99167,12 \text{KN.m}$$

➤ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	ELU					ELS				
	σ_1	σ_2	σ_m	$1,33\sigma_{sol}$	Obs	σ_1	σ_2	σ_m	σ_{sol}	Obs
x-x	206.16	177.93	199.10	252.70	OK	153.70	125.48	146.64	190	OK
y-y	283.87	100.22	237.95		OK	231.42	47.76	185.50		OK

3. Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

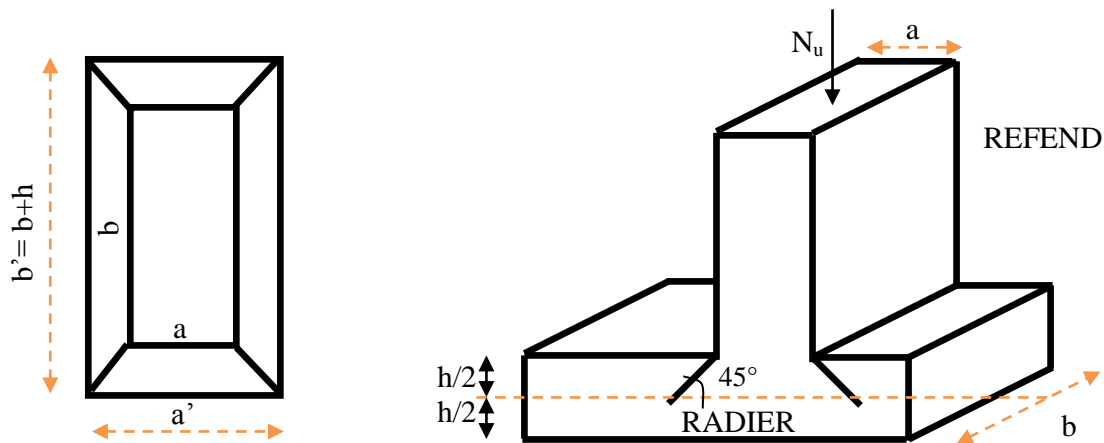
Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).



X.3.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

❖ Calcul du périmètre utile μ_c :

- Poteaux :

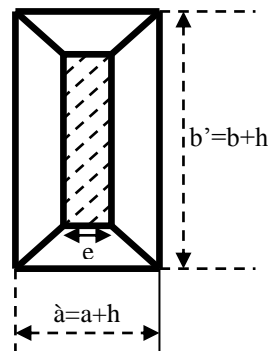
$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,40 + 0,40 + 2 \times 0,8) = 4.8m$$

$$N_u = 1105.35\text{KN} < \frac{0,040 \times 4.8 \times 0,8 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 2560\text{KN} \rightarrow \text{C. Vérifiée.}$$

- Voile :

$$\mu_c = 2 \times (a + b) = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0,2 + 4 + 2 \times 0,8) = 11,6\text{m}$$

$$N_u = 3505.04\text{KN} < \frac{0,040 \times 11,6 \times 0,8 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 6186.66\text{KN} \rightarrow \text{C. Vérifiée}$$



4. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma_W \times Z = 1,5 \times 433 \times 10 \times 0,8 = 5196\text{KN}$$

Avec :

P : Poids total du bâtiment à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$.

γ_W : Poids volumique de l'eau ($\gamma_W = 10\text{KN/m}^3$).

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 0,8\text{m}$).

$P = 50067.29\text{KN} > 5196\text{KN} \longrightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

B. Ferrailage du radier :

B.1. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91(modifié 99)**.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

• **Les contraintes prisent en compte dans les calculs :**

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$ELU : \sigma_m^{\max} = \max(199.10; 237.95) = 237.95 \text{ KN/m}^2$$

$$ELS : \sigma_m^{\max} = \max(146.64; 185.50) = 185.50 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

ELU:

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 237.95 - \frac{50067.29}{433} = 122,32 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 185.50 - \frac{50067.29}{433} = 69.87 \text{ KN/m}^2$$

B.2. Ferrailage de la dalle :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

1. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas ; selon :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } L_x < L_y$$

1^{er} cas : $\alpha < 0,4 \rightarrow$

Flexion longitudinale négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{ox} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{ème} cas : $0,4 < \alpha < 1$ Les deux flexions interviennent

(le panneau travaille dans les deux sens).

Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x q_x L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

2. Identification du panneau le plus sollicité :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $\begin{cases} L_x = 3,50\text{m} \\ L_y = 4,50\text{m} \end{cases}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,50}{4,50} = 0,77 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

panneaux	Lx(m)	Ly(m)	$\alpha = L_x/L_y ;$	ELU		ELS	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
1	3,50	4,50	0,77	0,0598	0,542	0,0663	0,670

3. Calcul des moments isostatiques :

Les moments isostatiques dans les directions sont donnés par les formules suivantes :

panneaux	Lx(m)	ELU : $q_u=122.32\text{KN/m}^2$		ELS : $q_s=69.87\text{KN/m}^2$	
		M_{ox}	M_{oy}	M_{ox}	M_{oy}
1	3,50	89.60	48.56	56.75	38.02

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0X}$ ou $0,75M_{0Y}$.
- Moment sur appuis : $0,5M_{0X}$ ou $0,5M_{0y}$.

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement

Partiel alors :

- Moment en travée : $0,85M_{0X}$ ou $0,85M_{0Y}$.
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0X}$ ou $0,3M_{0y}$.
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0X}$ ou $0,5M_{0y}$.

4. Ferrailage du panneau :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de **1 ml**

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad A_a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

❖ Sections minimales :

- Sens de la petite portée (lx) :

$$w_x = \frac{A_x}{bh} \geq w_o \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

$$W_0 = 0,8\text{‰} \quad \text{pour HA et FeE400}$$

$$A_x \geq W_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) bh$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3 - 0,77}{2} \right) = 1,12 \text{ cm}^2$$

- Sens de la grande portée (ly) :

$$w_x = \frac{A_x}{bh} \geq w_o \rightarrow A_y^{\min} = w_o \cdot bh$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

➤ Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

sons	Zone	M_U (Kn.m)	μ	μ_t	Obs	β	A_{cal} (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{ad} (cm^2)	A_S (cm^2)	St (cm)
XX	Appuis	44,80	0,022	0,392	SSA	0,989	3,42	1,12	5HA14	7,70	20
	Travée	76.16	0,037		SSA	0,981	5,32	1,12	6HA16	12,06	25
YY	Appuis	24,28	0,012		SSA	0,994	1.84	2,40	5HA14	7,70	20
	Travée	41.28	0,020		SSA	0,990	3.15	2,40	6HA16	12,06	25

5. Vérifications à L'ELU :

a. Vérification de la condition de non fragilité :

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{min}$

sens	Zone	As (cm ²)	Amin (cm ²)	observation
X-X	Appuis	7,70	2,59	La condition est vérifiée
	Travée	12,06	2,59	
Y-Y	Appuis	7,70	2,40	
	Travée	12,06	2,40	

b. Espacement des armatures : (BAEL91/A8.2, 42)

➤ Sens de la petite portée :

Aux appuis $S_t = 20 \leq \min \{3h; 33cm\} = \{90cm, 33cm\} = 33cm$

En travée $S_t = 25 \leq \min \{3h; 33cm\} = \{90cm, 33cm\} = 33cm$

} Condition vérifiée.

➤ Sens de la grande portée:

Aux appuis $S_t = 20 \leq \min \{4h; 45cm\} = \{120cm, 45cm\} = 45cm$

En travée $S_t = 25 \leq \min \{4h; 45cm\} = \{120cm, 45cm\} = 45cm$

} Condition vérifiée.

c. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_s}; 4Mpa \right\} = 2,5Mpa \quad \text{avec } V_u = \frac{q_u \cdot l}{2}$$

$$\tau_u = \frac{214.06}{100.27} = 0,79Mpa < \bar{\tau}_u = 2,5Mpa \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

6. Vérifications à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 15Mpa \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

➤ Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

sons	zone	$M_s(\text{Kn.m})$	ρ	β	k	$\sigma_s(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{Mpa})$	$\sigma_b(\text{Mpa})$	$\bar{\sigma}_b(\text{Mpa})$	Obs
X-X	Appuis	28.38	0,28	0,916	44,52	149.02	201,6	2,33	15	vérifiée
	Travée	48.24	0,44	0,899	34,50	164.79	201,6	2,93	15	
Y-Y	Appuis	19.01	0,28	0,916	44,52	99.82	201,6	1,78	15	
	Travée	32.32	0,44	0,899	34,50	110.40	201,6	2,18	15	

B.3. Ferrailage de la nervure :

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastrées :

$h = 80 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

1. Détermination des efforts :

ELU : $q_u = 122.32 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = 69.87 \text{ KN/m}$

❖ sens

longitudinal(X-X) :

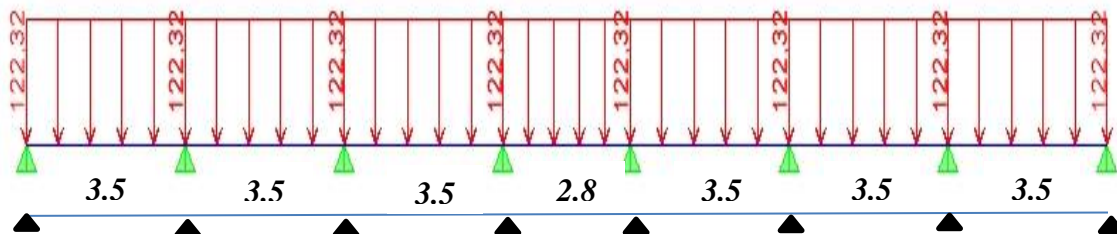


Figure X.3.3 : le chargement à ELU

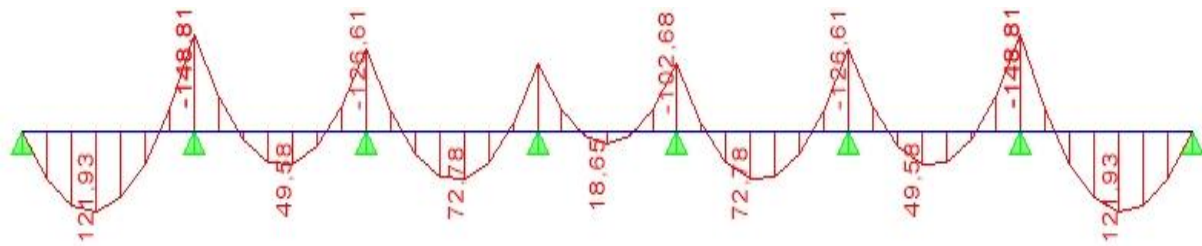


Figure X.3.4 : diagramme des moments fléchissant(ELU)

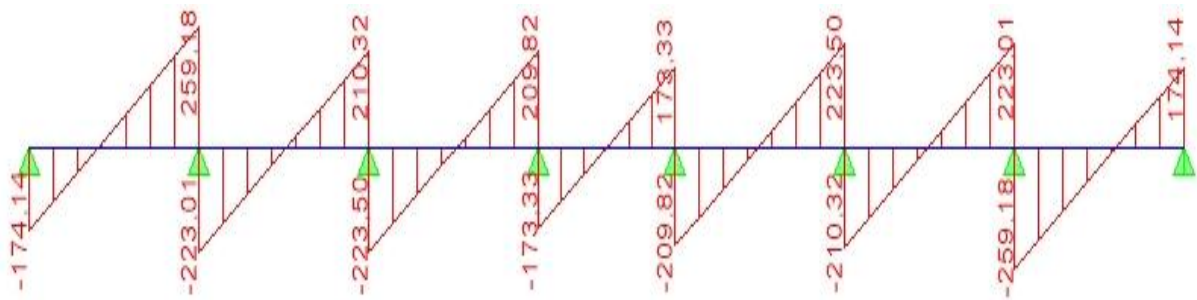


Figure X.3.5 : diagramme des efforts tranchants(ELU)

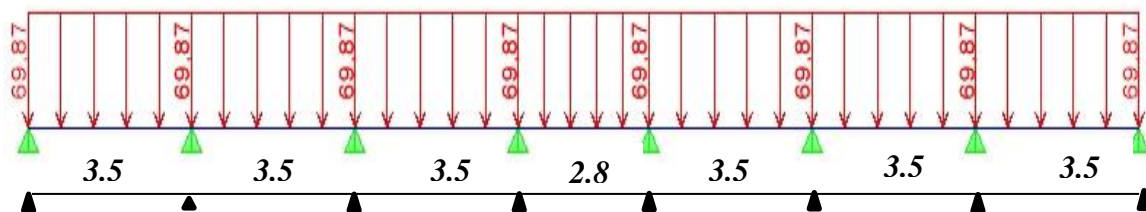


Figure X.3.6 : Le chargement à ELS

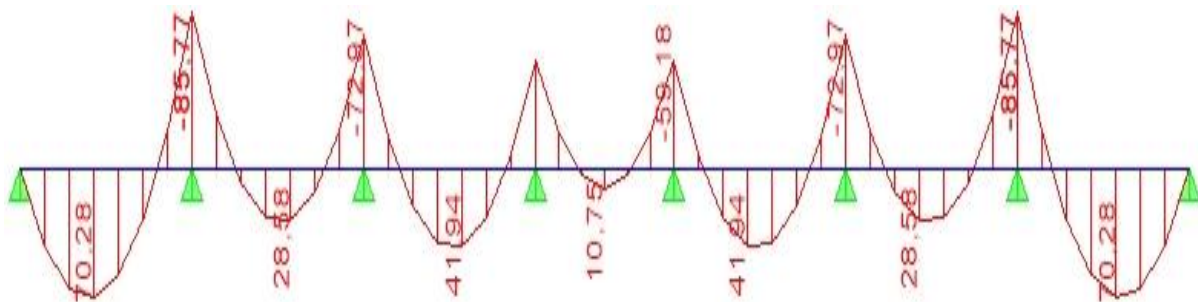


Figure X.3.7 : diagramme des moments fléchissant(ELS)

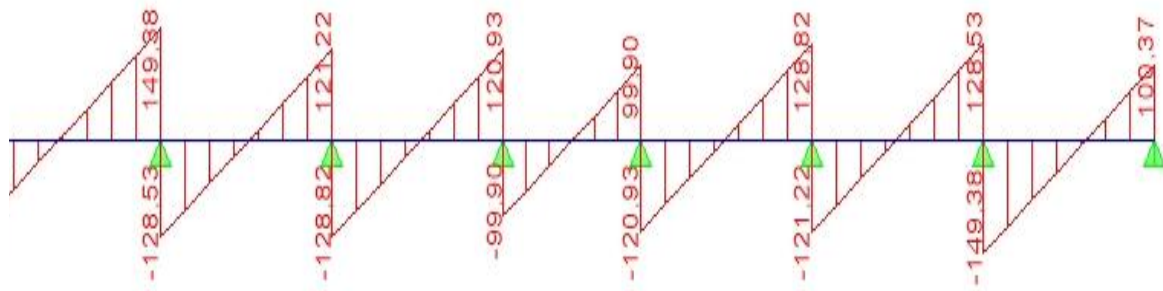


Figure X.3.8 : diagramme des efforts tranchants(ELS)

❖ Sens transversale (Y-Y) :

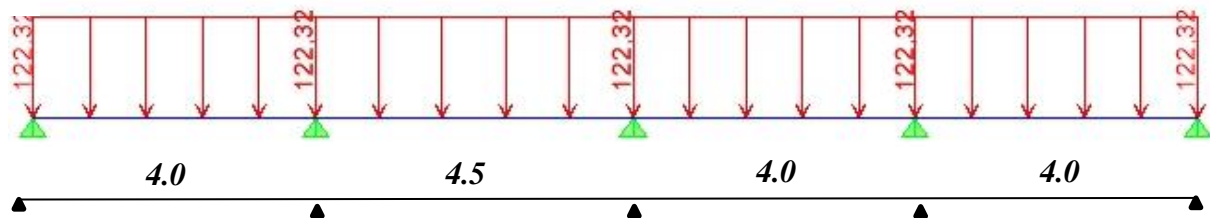


Figure X.3.9 : le chargement à ELU

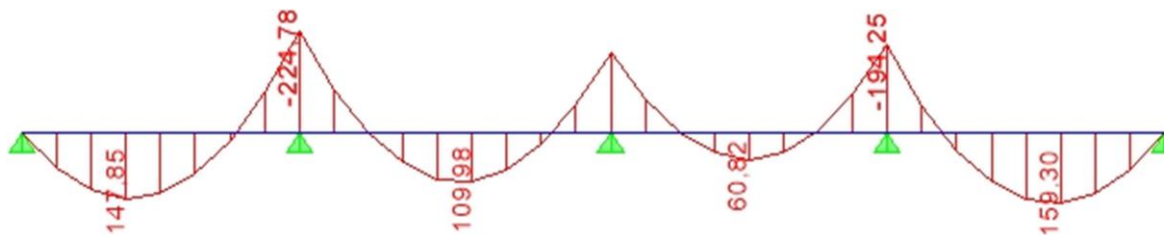


Figure X.3.10 : diagramme des moments fléchissant(ELU)

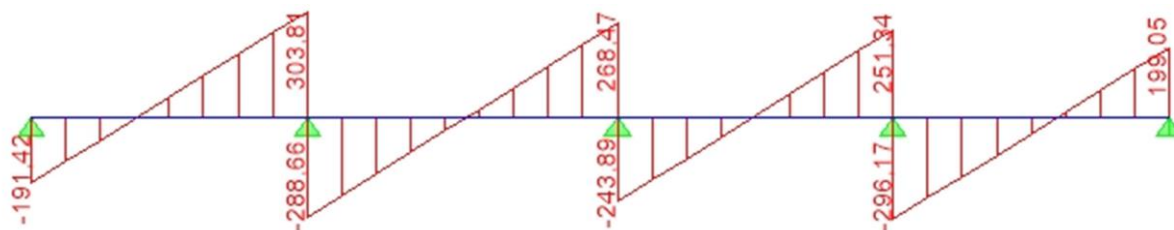


Figure X.3.11 : diagramme des efforts tranchants(ELU)

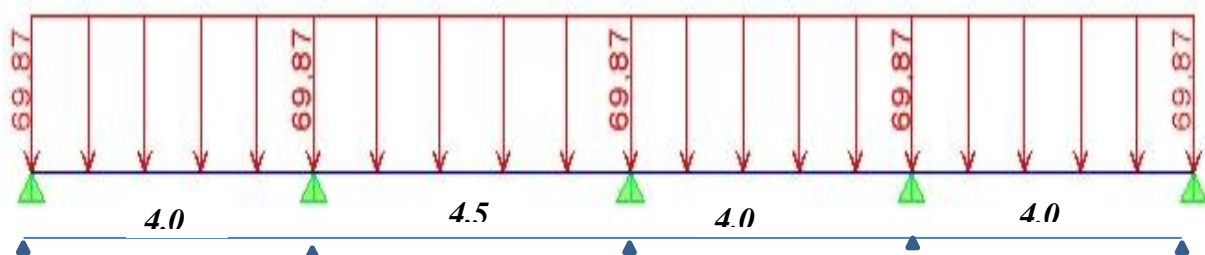


Figure X.3.12 : le chargement à ELS

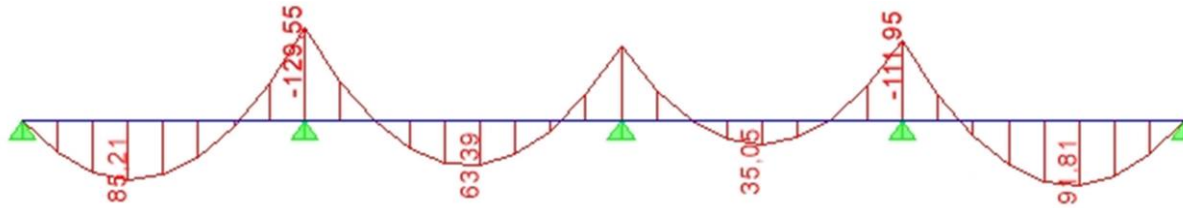


Figure X.3.13 : diagramme des moments fléchissant(ELS)

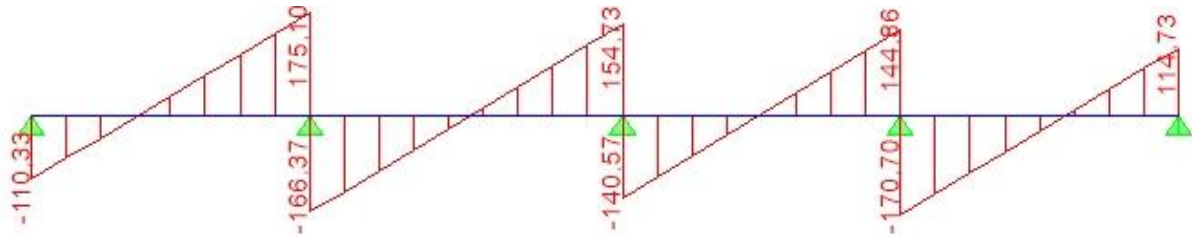


Figure X.3.14 : diagramme des efforts tranchants(ELS)

➤ Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

★ *Tableau des sollicitations :*

Sens longitudinal	Sens transversal
$M_{tu}^{max} = 121.93\text{KN.m}$	$M_{tu}^{max} = 159.30\text{KN.m}$
$M_{au}^{max} = 148.81\text{KN.m}$	$M_{au}^{max} = 224.78\text{KN.m}$
$M_{ts}^{max} = 70.28\text{KN.m}$	$M_{ts}^{max} = 91.81\text{KN.m}$
$M_{as}^{max} = 85.77\text{KN.m}$	$M_{as}^{max} = 129.55\text{KN.m}$
$T_u^{max} = 259.18\text{KN}$	$T_u^{max} = 303.81\text{KN}$

2. Calcul du ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 30 \text{ cm} \quad d=75 \text{ cm} \quad f_{bc}=14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s=348 \text{ MPa}$$

	M (KN.cm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	choix	A_{adop} (cm ²)	St (cm)	
X-X	Appuis	14881	0,038	SSA	0,981	5.81	3HA20+3HA12	12,81	20
	Travée	12193	0,030	SSA	0,985	4.74	3HA20+3HA12	12,81	20
Y-Y	Appuis	22478	0,032	SSA	0,984	5.04	3HA20+3HA12	12,81	20
	travée	15930	0,040	SSA	0,980	6.62	3HA20+3HA14	14.04	20

3. Vérification à ELU:

a. Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

$$A_s > A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,75 \times 2,1}{400} \times 10^4 = 2,72 \text{ cm}^2$$

→ **condition vérifiée**

b. Armatures transversales :

❖ *Diamètre minimal :*

Selon le **BAEL91**, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ cm}$$

Soit : **S_t = 8 mm**

❖ *Espacement des armatures :*➤ *Zone nodale :*

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \{20; 24\} = 20 \text{ cm}$$

Soit: **S_t = 20 cm**

➤ *En zone courante :*

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm}$$

Soit: **S_t = 15 cm**

❖ *Armatures transversales minimales :*

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2.$$

Soit : **A_t = 4HA8 = 2.01 cm² (1 cadres+ 1 étrier).**

c. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Sens X – X: $\tau_u = \frac{259,18}{30,75} \times 10 = 1,15 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

Sens y – y: $\tau_u = \frac{303,81}{30,75} \times 10 = 1,35 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow$ **condition vérifiée**

4. Vérifications à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{ 266,66; 201,6 \} = 201,6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{d \cdot b}$$

➤ Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

sons	zone	M _s (Kn.cm)	ρ	β	k	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	Obs
X-X	Appuis	8577	0,57	0,888	29,64	100.53	201,6	2,29	15	vérifiée
	Travée	7028				82.36	201,6	1,64	15	
Y-Y	Appuis	12955				151.84	201,6	3,65	15	
	Travée	9181				98.18	201,6	2,98	15	

X.3.2 : Armatures de peau (Art4.5.34/BAEL91)

Des armatures dénommées « **armatures de peau** » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à **3cm²** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

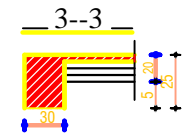
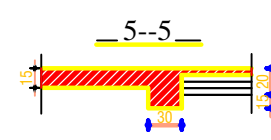
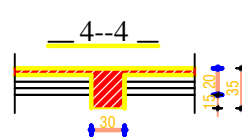
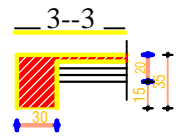
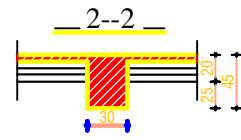
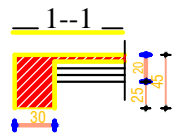
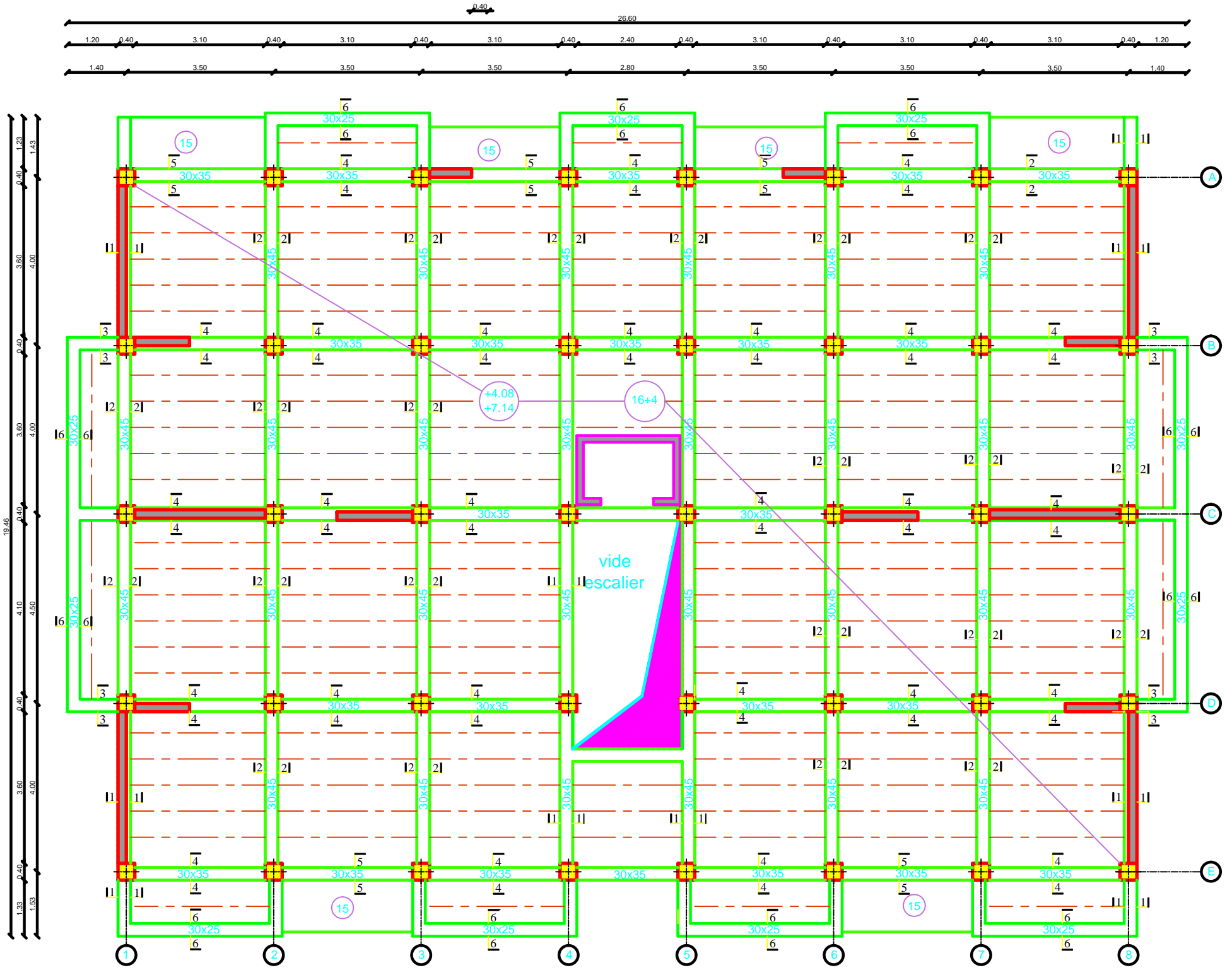
Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \text{ m} \times 0,8} = 3,75 \text{ cm}^2 = 1,875 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

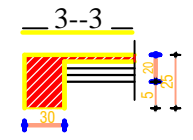
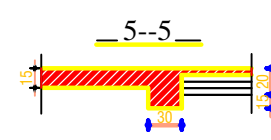
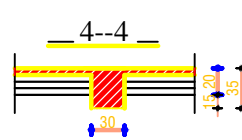
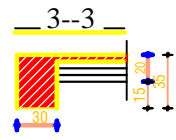
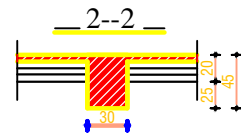
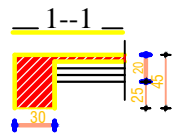
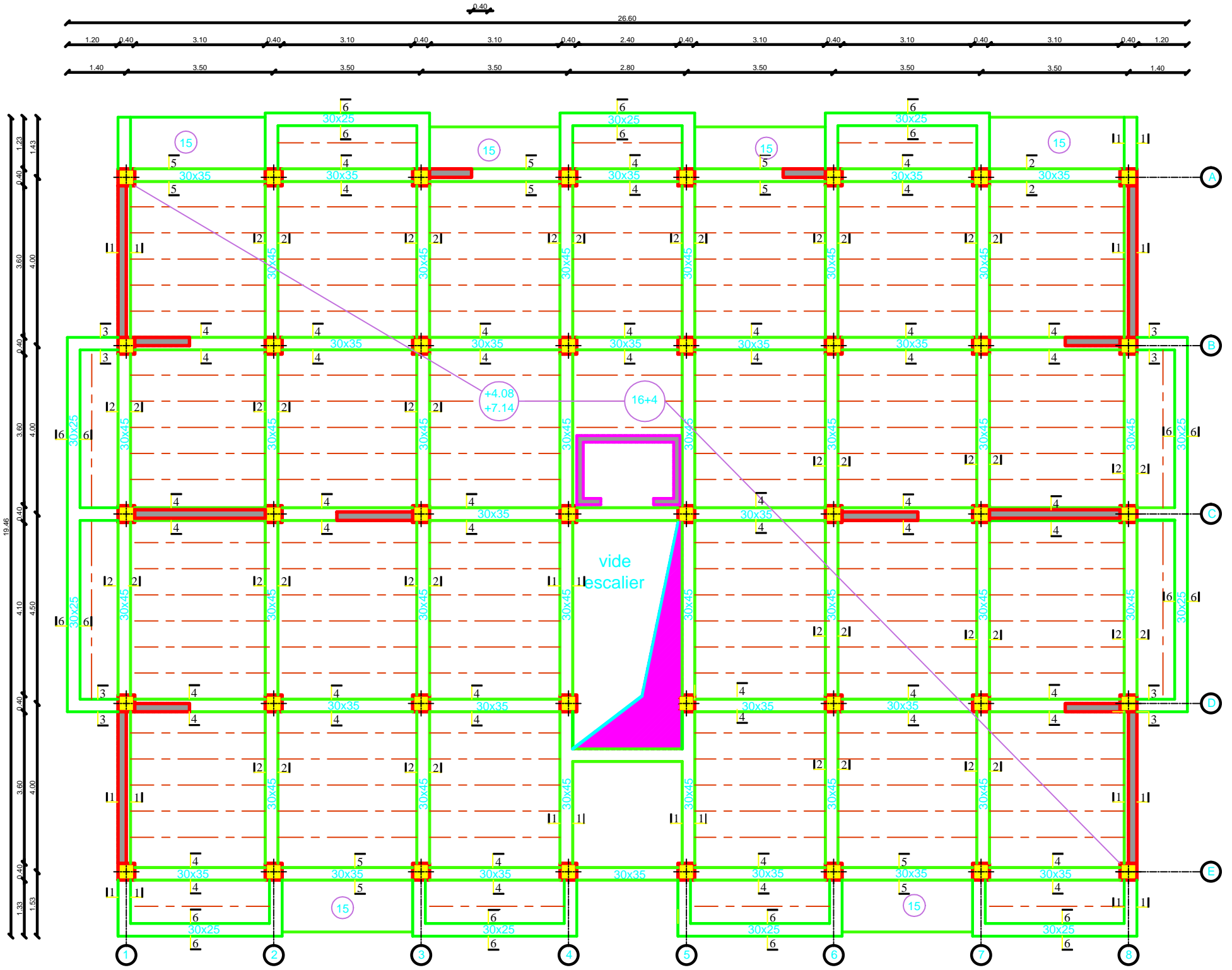
02 barres de Φ12 avec des épingles Φ8.

X.3.3 : Ferrailage du débord :

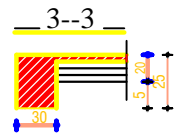
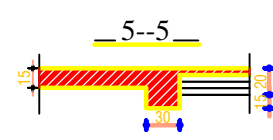
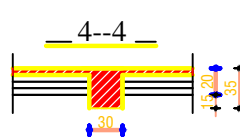
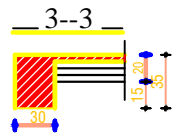
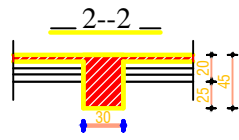
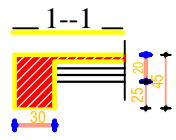
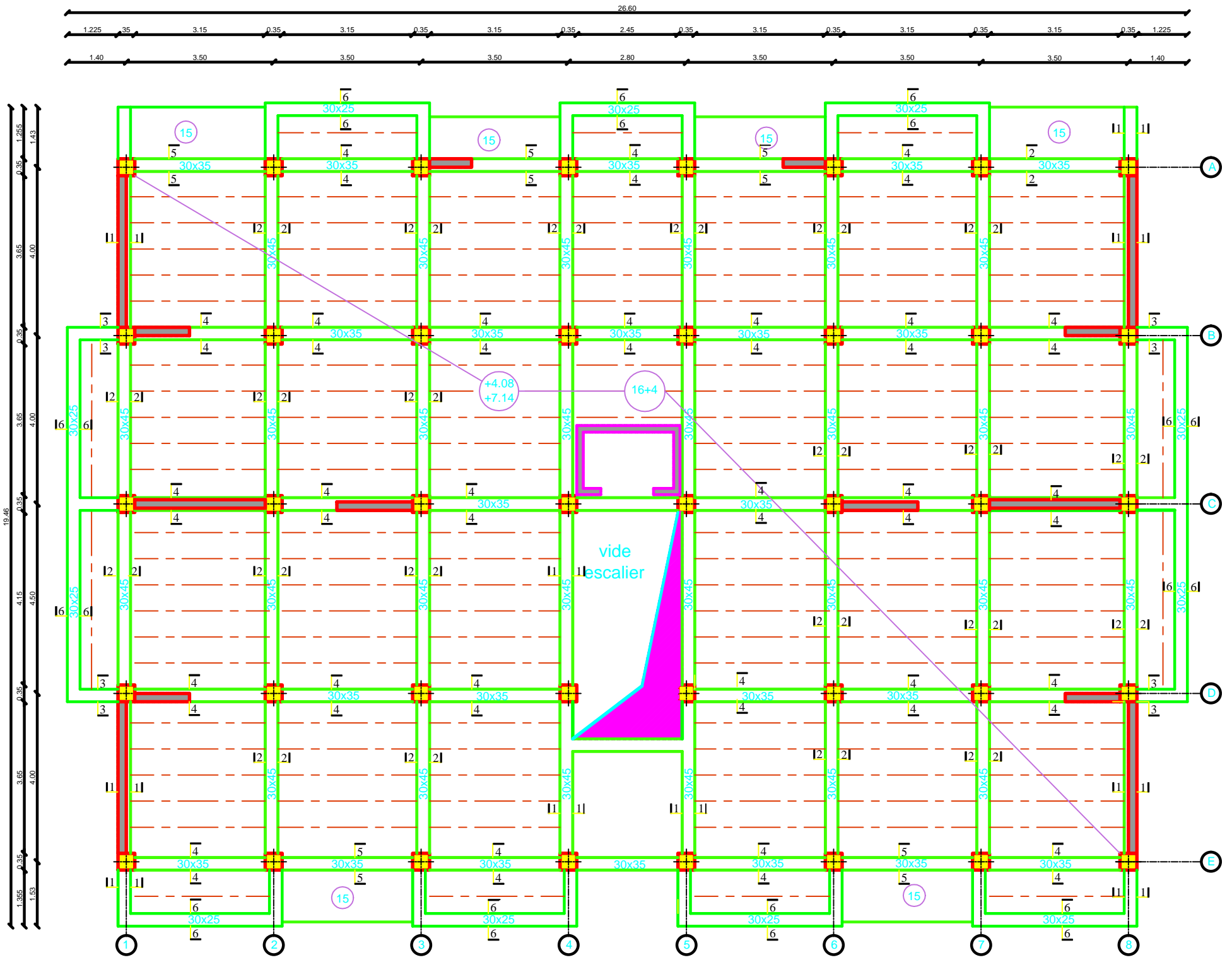
Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.



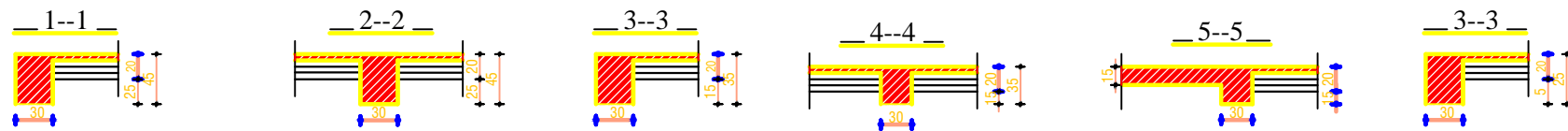
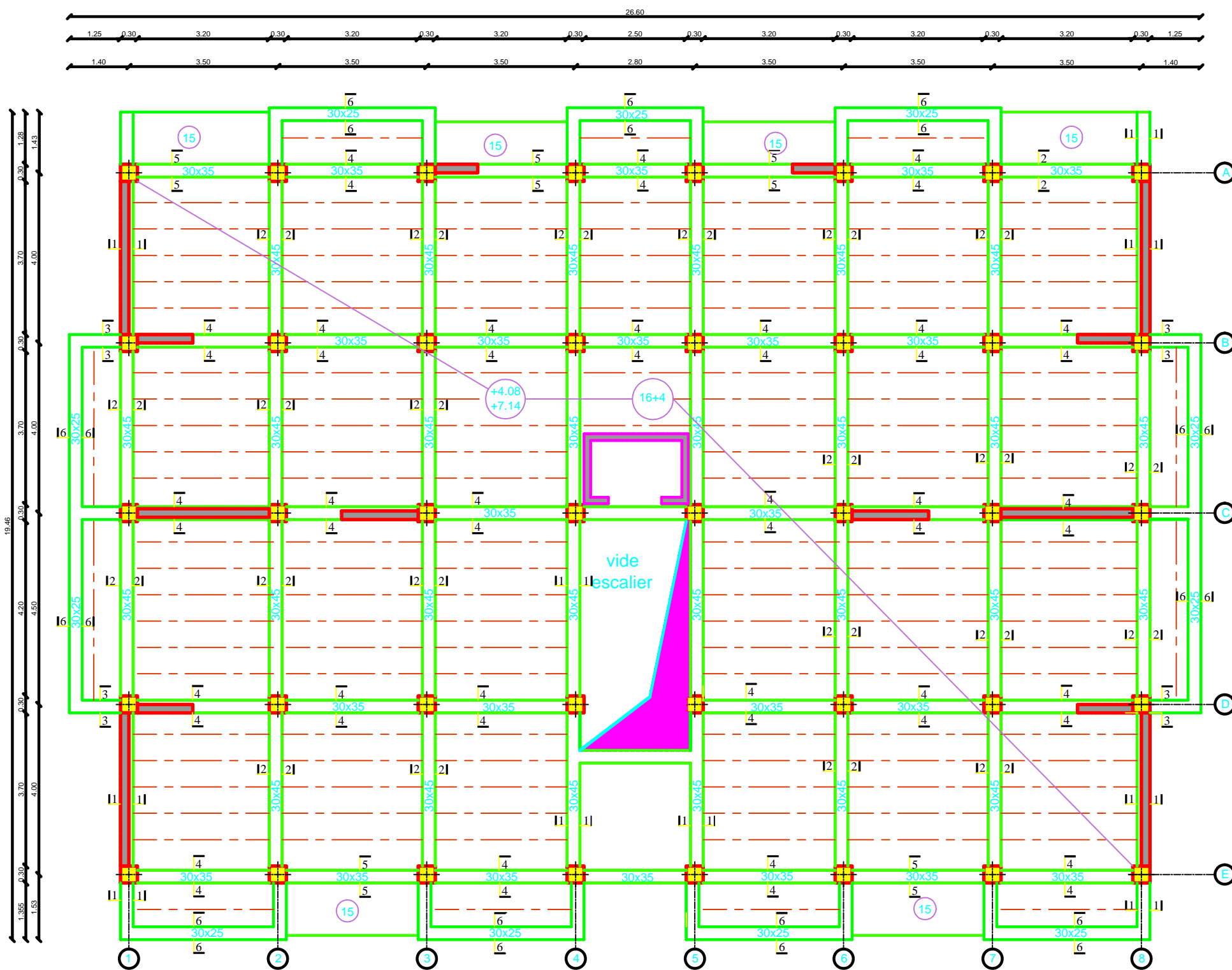
REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: OUMSALEM SAMIR MOHAMED SEGHIR Med ISSAOUN SMAIL	TITRE: Plan de coffrage de RDC
DIRIGER PAR: Mr LARIBI	Echelle:
Planche N°: 01	
Promotion: 2013-2014	



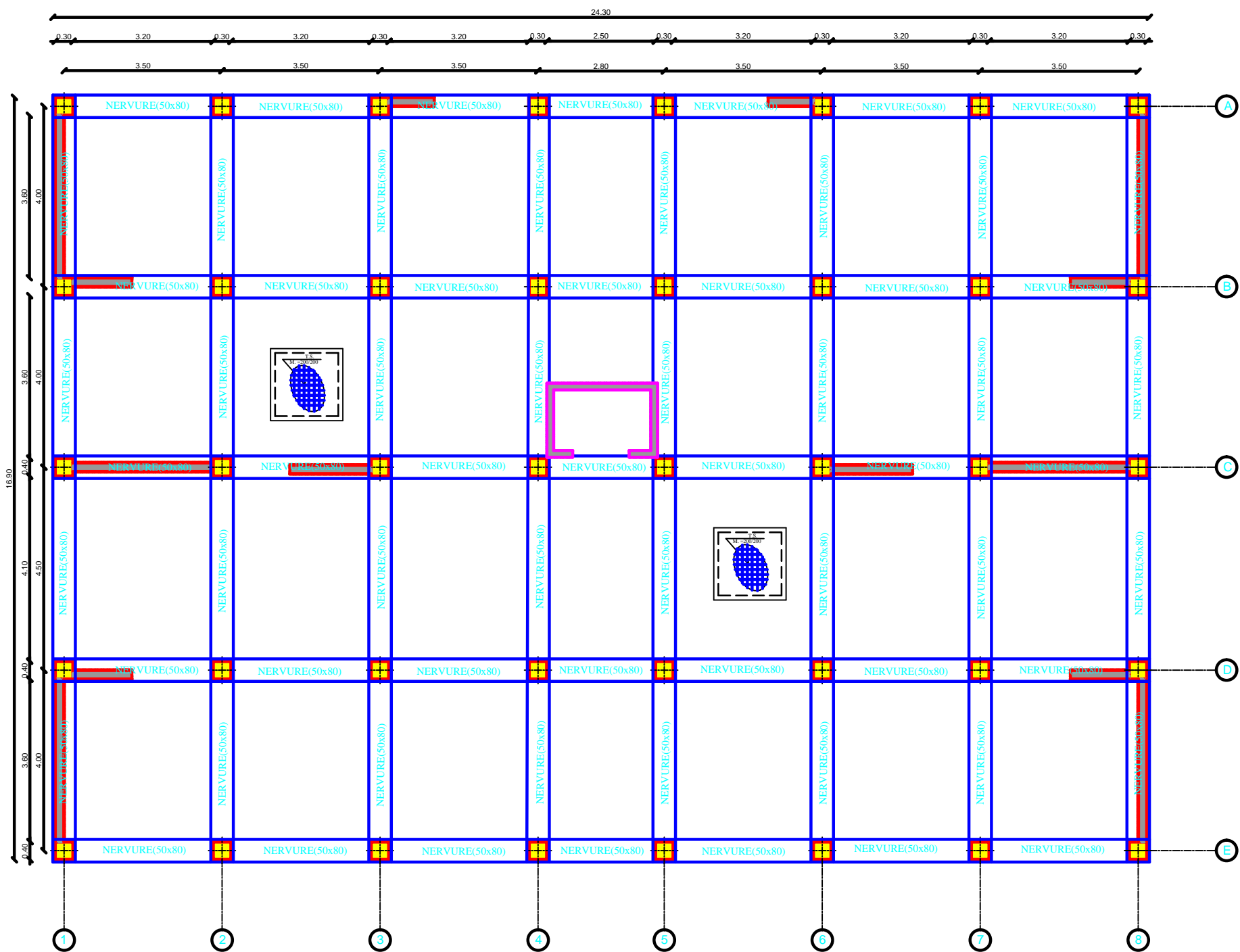
REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: OUMSALEM SAMIR MOHAMED SEGHIR Med ISSAOUN SMAIL	TITRE: Plan de coffrage de 1er Etage
DIRIGER PAR: Mr LARIBI	Echelle:
Planche N°: 01	
Promotion: 2013-2014	



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: OUMSALEM SAMIR MOHAMED SEGHIR Med ISSAOUN SMAIL	TITRE: Plan de coffrage de 3 ET 4 Etage
DIRIGER PAR: Mr LARIBI	Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	

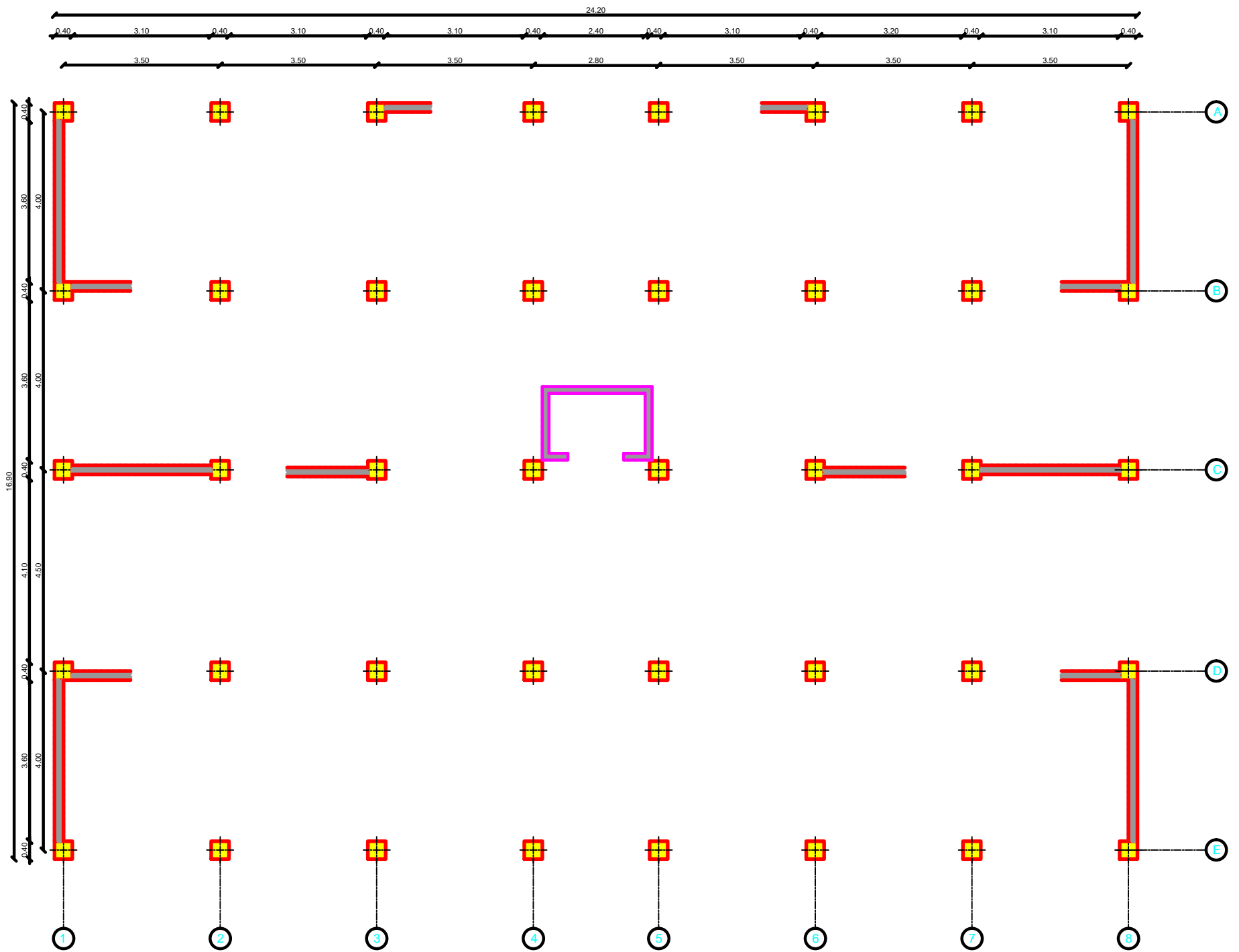


REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: OUMSALEM SAMIR MOHAMED SEGHIR Med ISSAOUN SMAIL	TITRE: Plan de coffrage de 5,6,7,8,9 ET 10 Etage
DIRIGER PAR: Mr LARIBI	Echelle:
Planche N°: 03	
Promotion: 2013-2014	

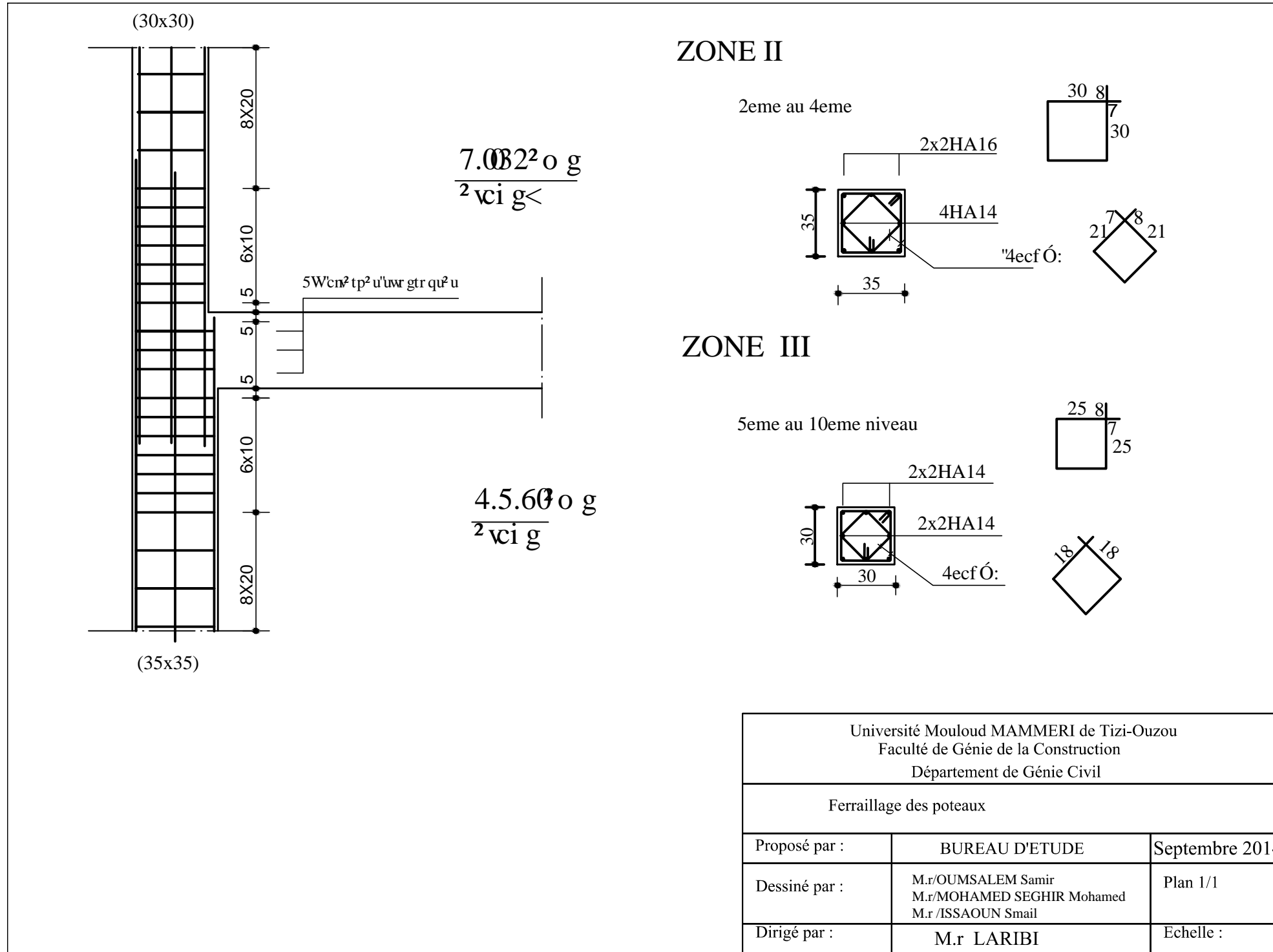


Plan de fondation

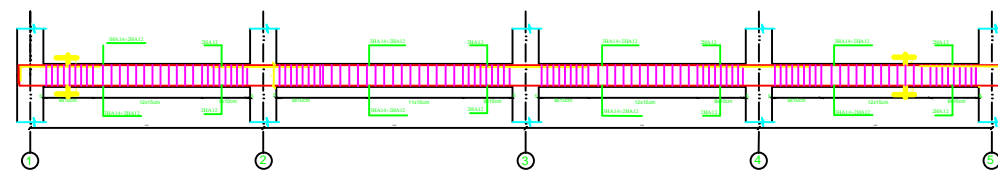
REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: OUMSALEM SAMIR MOHAMED SEGHIR Med ISSAOUN SMAIL	TITRE: Plan de fondation
DIRIGER PAR: Mr LARIBI	Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	



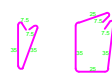
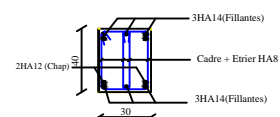
REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: OUMSALEM SAMIR MOHAMED SEGHIR Med ISSAOUN SMAIL	TITRE: Plan de coffrage de RDC ET 1 Etage
DIRIGER PAR: Mr LARIBI	Echelle:
Planche N°: 01	
Promotion: 2013-2014	



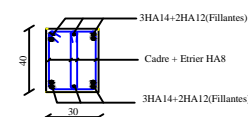
ferraillage de la poutre principale de RDC et 1,2,11 etage.



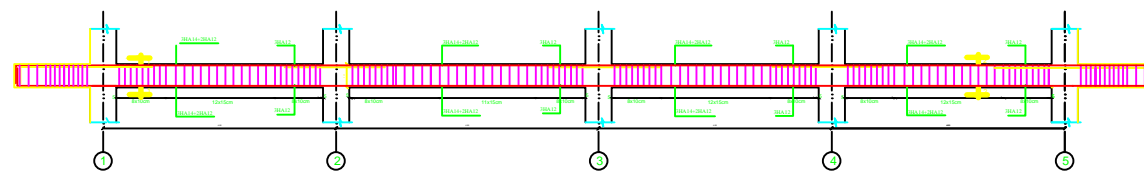
COUPE : 1-1



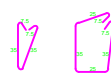
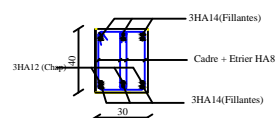
COUPE : 2-2



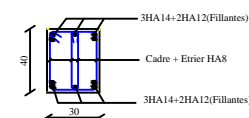
ferraillage de la poutre principale de 3,4 et 10 etage.



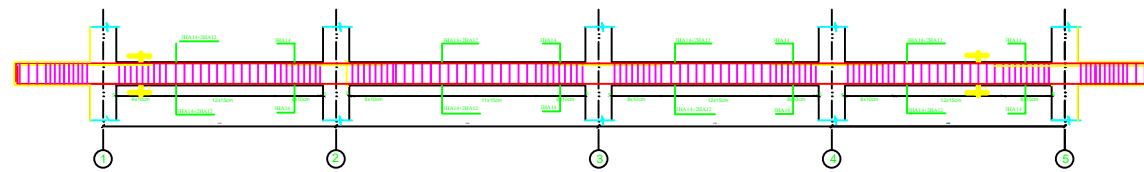
COUPE : 1-1



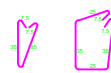
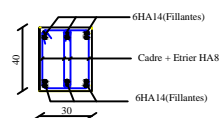
COUPE : 2-2



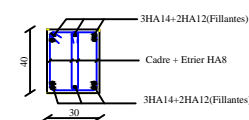
ferraillage de la poutre principale de 5,6,7 et 8 etage.



COUPE : 1-1

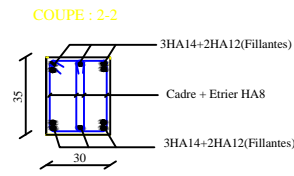
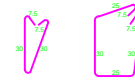
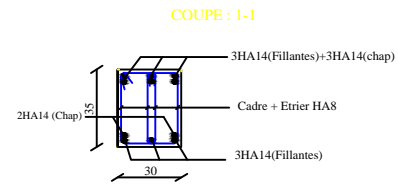
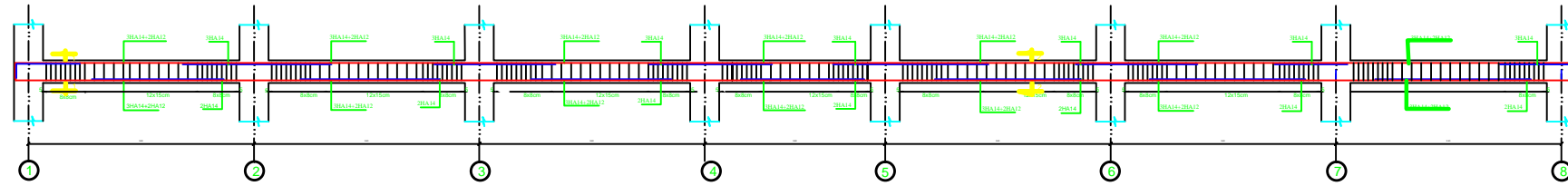


COUPE : 2-2

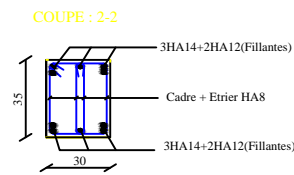
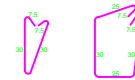
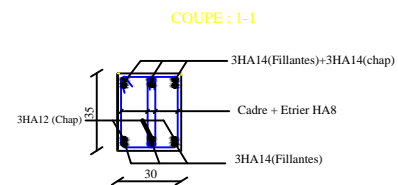
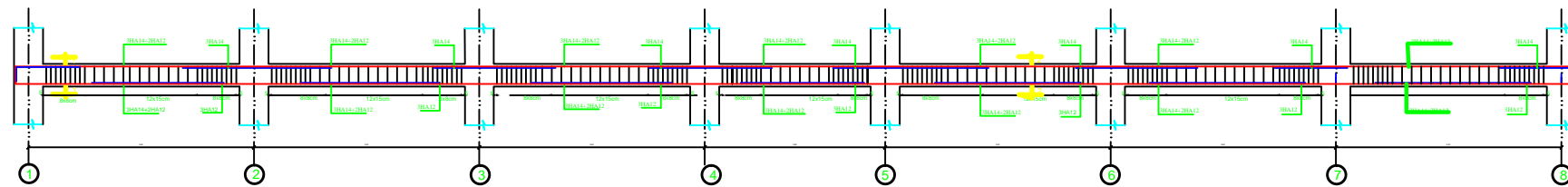


REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSIE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR OUMSALEM Samir MOHAMED SEGHIR Med ISSOUNE Smail	TITRE: Plan des poutres principale
DIRIGER PAR: Mr LARIBI Ahcene	Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	

ferrailage de la poutre secondaire de 2,3,4,5,6 et 7 etage.

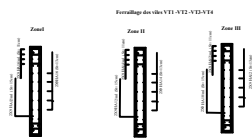
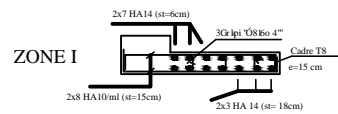
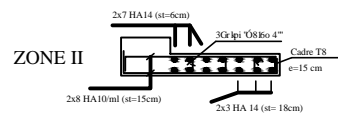
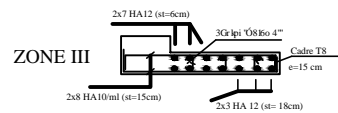


ferrailage de la poutre secondaire de RDC,1,8,9 et 10 etage.

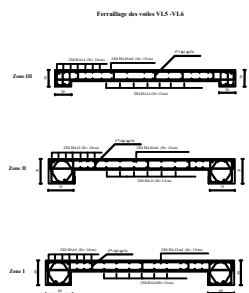
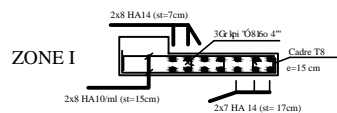
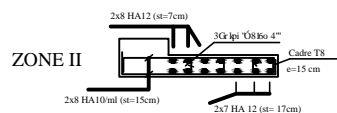
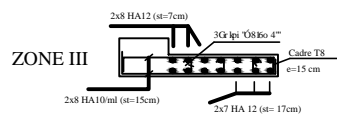


REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR OUMSALEM Samir MOHAMED SEGHIR Med ISSOUNE Smail	TITRE: Plan des poutres secondaires
DIRIGER PAR: Mr LARIBI Ahcene	Echelle:
Planche N°: 02	
Promotion: 2013-2014	

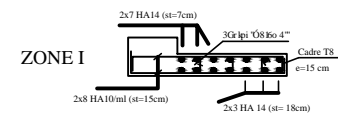
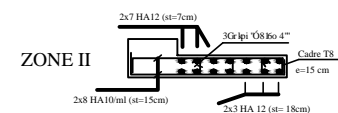
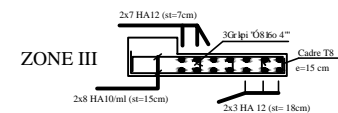
FERRAILLAGE DE VOILES VL12-VL13



FERRAILLAGE DES VOILES VL7-VL8



FERRAILLAGE DE VOILES VL1-VL2-VL3-VL4



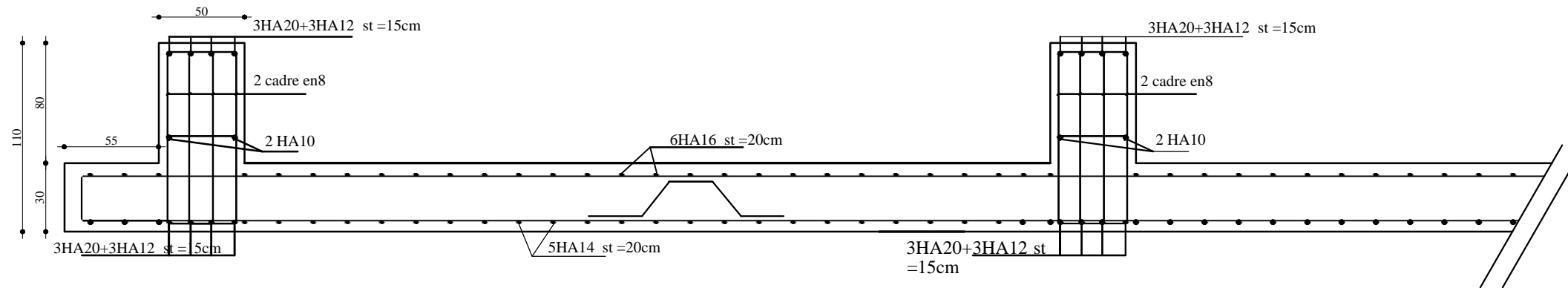
Republique Algerienne Democratique et Populaire

9h Xlf dUF	M.r : mohamed seghir mohamed M.r : oumsalem samir Mr : issaoun smail
8 f l f' dUF	Mr : LARIBI

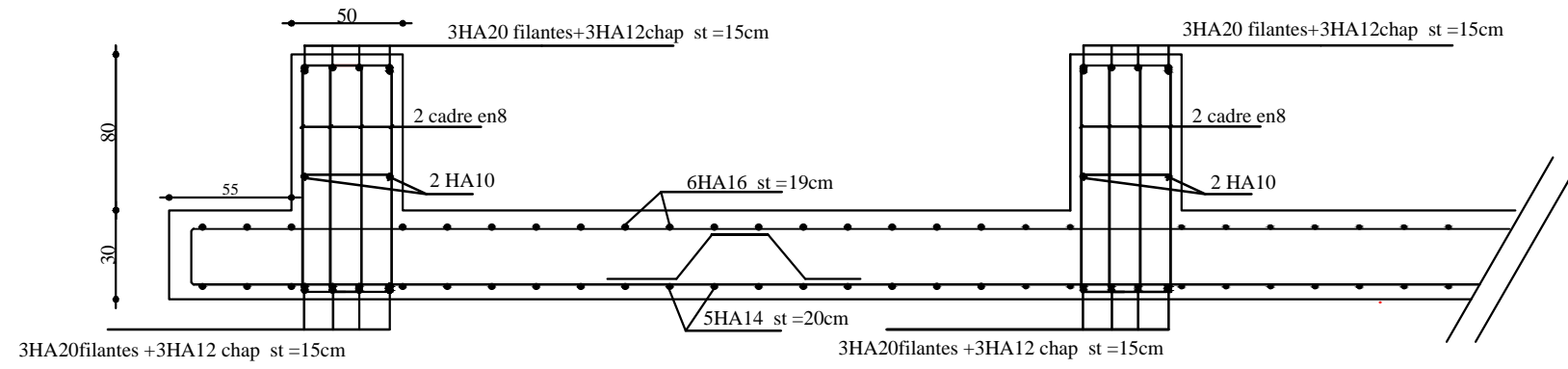
TITRE : FERRAILLAGE DES VOILES

ECHELLE
DATE

1/50
SEP
2014



Ferrailage de radier transversal YY



Ferrailage de radier longitudinal XX

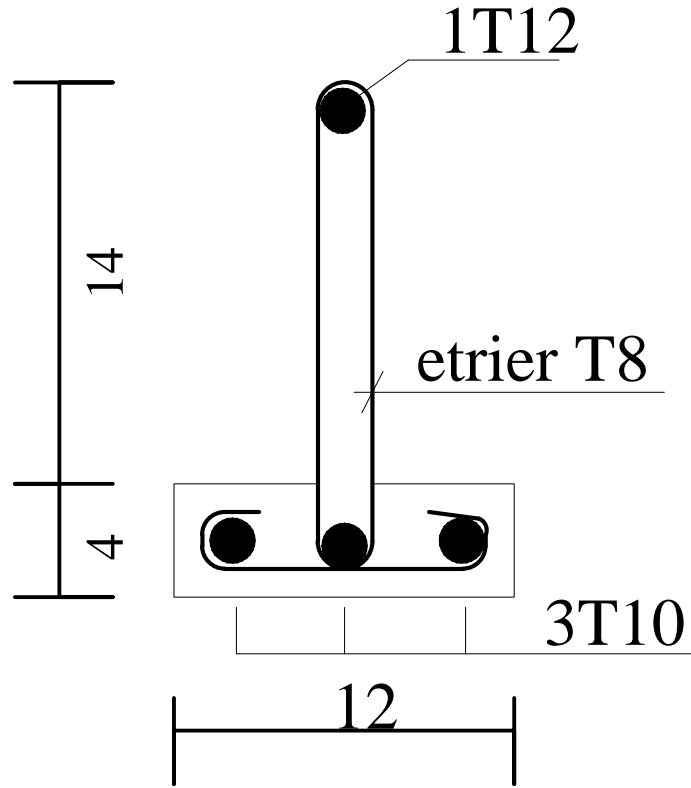
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

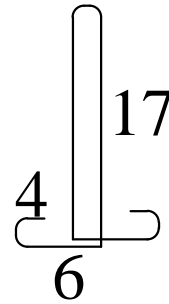
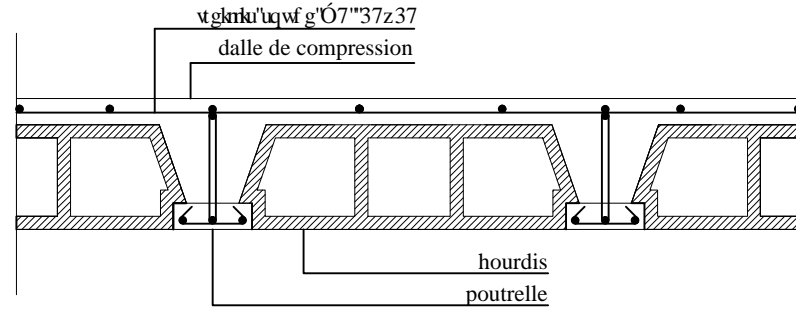
Republique Algerienne Democratique et Populaire	
9H Xjf dUF	Mr : mohamed seghir mohamed
	Mr : oumsalem samir
8 FII j dUF	Mr : issaoum smail
	Mr : LARIBI
TITRE : FERRAILIAGE DES RADIER GENERALE	
ECHELLE	1/50
DATE	SEP

COUPE TYPE

POUTRELLE



DETAIL PLANCHER

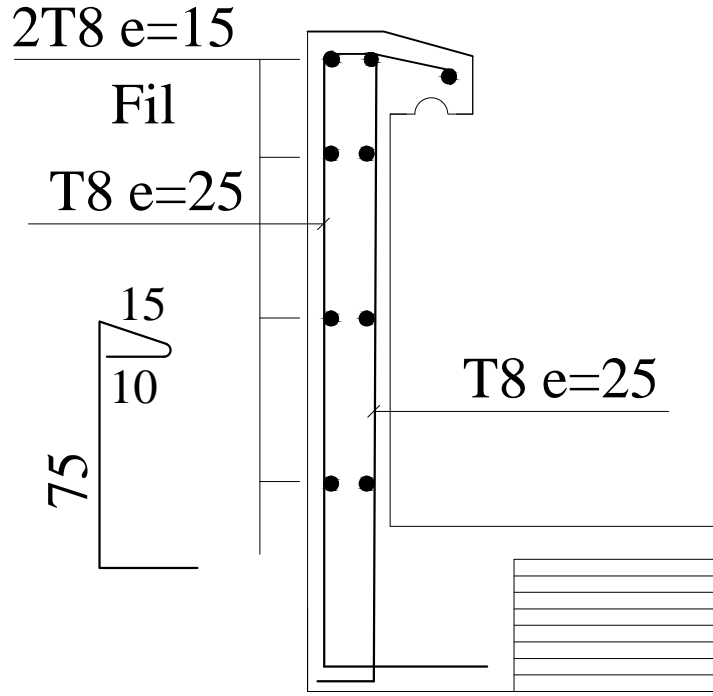
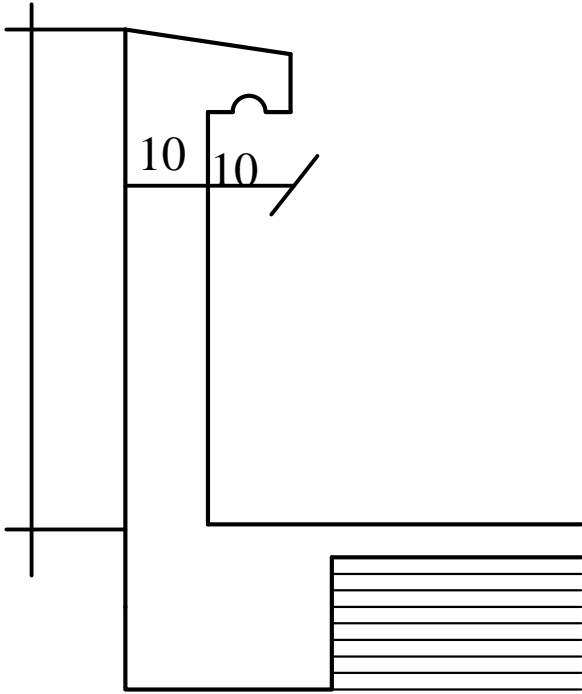


Republique Algerienne Democratique et Populaire	
9h Xlf dUF	M.r: mohamed seghir mohamed M.r: issaoun smail M.r: oumsalem samir
8 jf f' dUF	Mr: LARIBI
TITRE : FERRAILLAGE DES POUTRELLE	
ECHELLE	1/50
DATE	SEP 2014

FERR ACROTERE

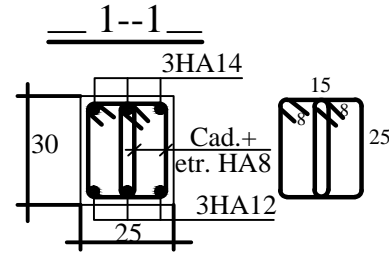
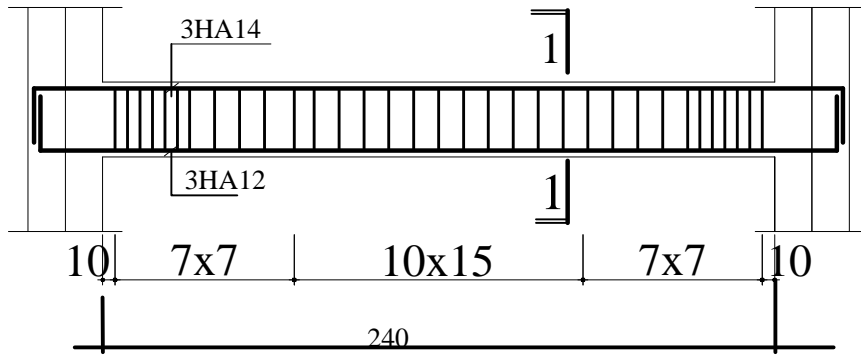
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



Republique Algerienne Democratique et Populaire	
9h Xlf dUf	M.r: mohamed seghir mohamed M.r: issaoun smail M.r: oumsalem samir
8f f f dUf	Mr : LARIBI
TITRE : FERRAILLAGE DE L'ACROTERE	
ECHELLE	1/50
DATE	SEP 2014

FERR.POUTRES PALIERES



Republique Algerienne Democratique et Populaire

9H X/f d'UF

M.r: mohamed seghir mohamed

M.r: issaoun smail

M.r: oumsalem samir

8 F/II f d'UF

Mr: LARIBI

TITRE : FERRAILLE DES POUTRES PALIERES

ECHELLE

1/50

DATE

SEP 2014

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS 9.6 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet

Ce travail est une petite contribution avec la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des
Ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Aide mémoire RDM Dunod (Abaques de GALERKIN et HAHN).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.