

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

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

Option : construction civil et industriel.

THEME

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+10 contreventé par voiles avec l'application
ETABS.



Réalisé par :

Melle :AZZI MALIKA Dirigé par :

Melle :ALICHE SONIA

M^{Me} KHELLOUI

Melle :BEY DJEDJIGA

Année 2012/2013

Remerciements

Nous tenons en premier lieu de remercier dieu tout puissant, de nous avoir aidés et donnés courage pour arriver au terme de ce travail, Et notamment nos familles qui nous ont soutenus avec tous les moyens pour notre réussite.

Nos remerciements les plus sincères vont à notre promotrice M^{elle} khelloui pour ces conseils et orientations qui nous ont été d'un apport précieux durant l'élaboration de notre projet, ainsi que tous nos enseignants au long de notre cursus, comme nous tenons également à remercier le personnel de la bibliothèque et camarades de la promotion, ainsi que tous ce qui nous ont aidé de loin ou de près.

Finalement, nous remercions chaleureusement les membres du jury qui nous ferons l'honneur d'examiner notre travail.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : présentation de l'ouvrage.....1

CHAPITRE II : pré dimensionnement des éléments8

CHAPITRE III : calculs des éléments

III.1. Acrotère.....20

III.2. Planchers.....26

III.3. Escaliers43

III.4. poutre palière56

III.5. Balcon.....63

III.6. salle machine.....68

CHAPITRE IV : présentation de logiciel.....75

CHAPITRE V : vérification de RPA.....96

CHAPITRE VI : ferrailage des poteaux104

CHAPITRE VII:ferrailage des poutres.....115

CHAPITRE VIII:ferrailage des voiles129

CHAPITRE IX:infrastructure141

CONCLUSION GENERAL

BIBLIOGRAPHIES

INTRODUCTION GENERALE

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

Le dernier séisme du 21 mai 2003, qui a touché la région de 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.

Introduction :

Le projet à étudier comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un moindre coût.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements en vigueur à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et le règlement de béton aux états limites (BAEL 91)

I-1 Présentation de l'ouvrage :

Le thème de notre mémoire consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation à ossature mixte

Ce dernier sera implanté dans la ville de BEJAIA qui est considérée d'après le règlement parasismique Algérien comme une zone de moyenne sismicité c'est-à-dire (zone II a)

Nature de l'ouvrage :

Le bâtiment comporte :

- 1 RDC à usage d'habitation.
- 10 étages à usage d'habitation.
- 1 cage d'escalier.
- 1 ascenseur.

I-2 Caractéristiques géométriques :

La longueur totale du bâtiment28,85m.
La largeur total du bâtiment.....16,95m.
La hauteur d'étage courant03,06m.
La hauteur de RDC.....03,06m.
La hauteur totale du bâtiment34,36m.
La hauteur de l'acrotère0,70m.

I-3 Les éléments de l'ouvrage :

- L'ossature :

- Portique (poutres poteaux).
- Voiles porteurs en béton armé dans deux sens.

- Planchers :

Les planchers sont des éléments longitudinaux limitant les différents niveaux d'une construction.

Leurs fonctions essentielles 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.
- Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les balcons et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur), les autres planchers sont en corps creux.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers (corps creux et dalle pleine).

Les planchers des étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées

Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multicouche en forme de pente de 1,5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

- **Maçonnerie :**

L'épaisseur est de 25 cm, et en simple cloison de brique creuses de 10cm pour les murs de séparation.

- **Les revêtements :**

➤ Horizontal :

- carrelage pour les planchers et les escaliers.

➤ Vertical :

- céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

- **Système de coffrage :**

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

- **Escaliers**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier allant du RDC jusqu'au dernier étage. Ce sont des escaliers en béton armé à deux volées coulés sur place.

- **Cage d'ascenseur :**

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

- **Les fondations :**

Par leur position et leur fonction stabilisatrice dans la structure, elles constituent une partie importante de l'ouvrage. C'est une liaison directe entre la structure et le sol.

Elles assurent aussi la transmission des charges et surcharges au sol

Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

- **L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 70cm.

- **Balcons :**

Les balcons seront réalisés en dalles pleines.

I -4 Règlements utilisés :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- BAEL 91 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- RPA 99 modifié 2003 (Règles parasismiques algériennes).
- DTR-BC-22 (Charges et surcharges d'exploitation).
- CBA 93

I -5 Caractéristiques des matériaux :

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, mais, les deux matériaux les plus dominants et les plus importants dans la résistance sont le béton et les aciers.

➤ **Le béton :**

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

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

À j = 28 jours en situation courante ; $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot (25)}{0,85 \cdot (1,5)} = 16,7 \text{ MPa}$

Diagramme Contrainte - Déformation

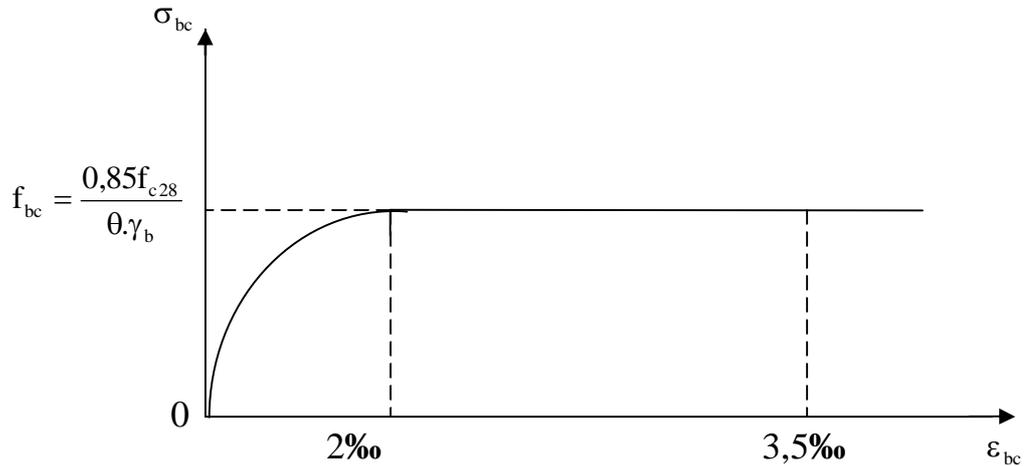


Fig. I.1- Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

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

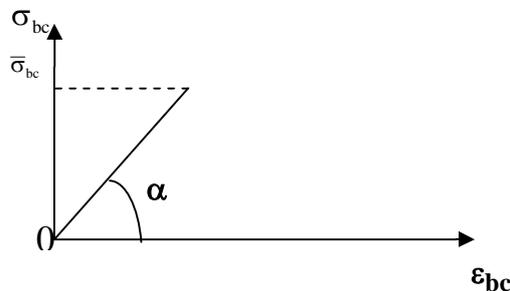


Fig. I.2 - Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

d) Module de déformation longitudinale

- Instantée

$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$

(BAEL 91.Art.2.1, 21)

- **Different** $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/2}$ (BAEL 91.Art.2.1, 22)

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

e) Module de déformation transversale

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

Avec : E : module de Young

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

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

➤ Les aciers :

Ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction où le béton résiste mal ; on distingue quatre types :

- Les aciers à haute adhérence de type I. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14%.
- Les aciers à haute adhérence de type II. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%.
- Les aciers à haute adhérence fortement écrouis, utilisés pour fabriquer le treillis soudé. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%.

Les trois types d'acier ont le même comportement élastique, donc un même module de Young $E_s = 210000 \text{ MPa}$. La déformation à la limite élastique est voisine de 2‰, en fonction de la valeur de la limite élastique.

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

a)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

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

$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$ 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.

➤ **Les trois cas de fissuration sont possibles :**

- Fissuration peu nuisible

La contrainte n'est soumise à aucune limitation

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

- Fissuration préjudiciable

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

(BAEL 91, Art A.4.5, 33)

- Fissuration très préjudiciable

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

(BAEL 91, Art A. 4.5.34)

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

b) Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier :

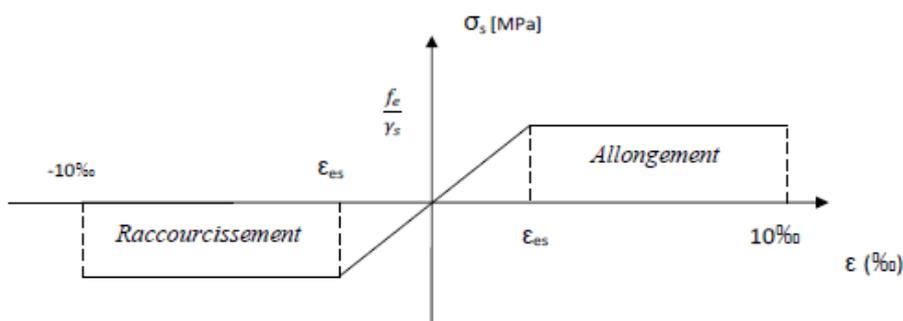


Fig.1.3-Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier

c) 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-1 Pré dimensionnement des éléments :

II-1.1 Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter sont poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq L/22,5$$

Avec : h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : $L = 3,80 - 0,30 = 3,50\text{m}$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq 350/22,5 = 15,55 \text{ (cm)}$$

On prend $h_t = 20\text{cm}$

On opte à un plancher de (16+4) : - épaisseur de la dalle de compression = 4cm.
- épaisseur de corps creux = 16cm.

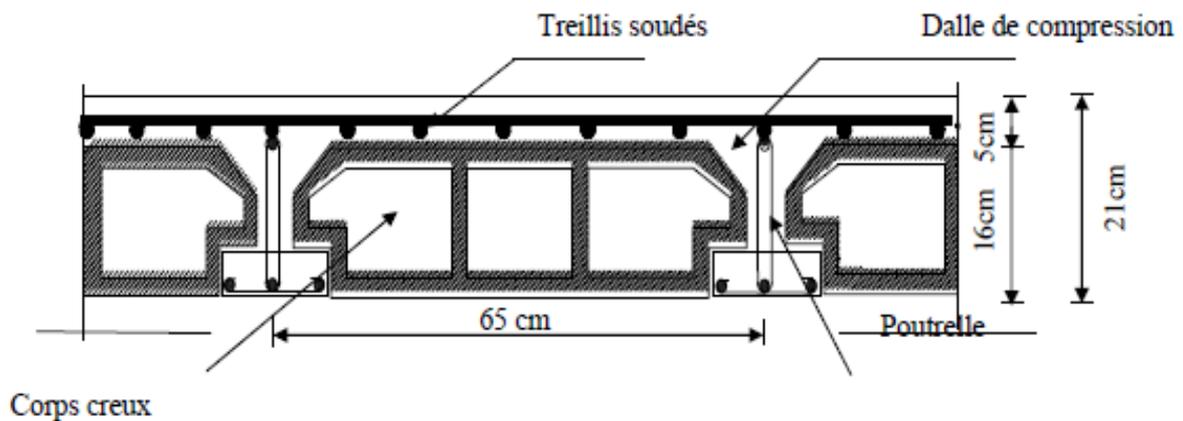


Fig.2.1 : Coupe verticale du plancher.

II-1.2 Les poutres :

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

L : la plus grande portée des poutres .tout en respectant les conditions du **RPA99 modifié 2003(article 7.5.1)** relative au coffrage des poutres à savoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4,0 \\ b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \end{array} \right.$$

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

❖ **Poutres principales** : elles sont des poutres porteuses,

➤ la hauteur poutres principales est donnée par

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

Avec : L : portée entre nus d'appuis

$$L = 430 - 30 = 400 \text{ cm.}$$

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,67 \text{ cm} \leq h_t \leq 40 \quad \text{Soit } h_t = 35 \text{ cm}$$

➤ la largeur des poutres principales est donnée par

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

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Leftrightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 30 \text{ cm}$$

La section des poutres principales est : (30x35) cm²

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$ $40 \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$ $40 / 30 = 1,33 \leq 4$ condition Vérifiée.

❖ **Poutres secondaires** : ce sont des poutres parallèles aux poutrelles

➤ La hauteur de la Poutre secondaire est donnée par:

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

$$\text{Avec } L = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23,33 \leq h_t \leq 35 \quad \text{Soit } h_t = 30 \text{ cm}$$

La largeur des poutres de poutre secondaire est donnée par

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

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Leftrightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \quad \text{soit } b = 30 \text{ cm}$$

La section des poutres secondaires est : 30x30cm²

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

- $b \geq 20$ cm30 ≥ 20 cm condition Vérifiée.
- $h_t \geq 30$ cm.....35 ≥ 30 cm condition Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$ 35 /30=1,167 ≤ 4 condition Vérifiée.

II 1.3 Les poteaux :

Les poteaux seront prés dimensionnés à L' ELS en considérant un effort de compression axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminée est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante $S \geq N / \sigma_{bc}$

Avec :

- N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q)
- σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple
- $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15$ MPa

Remarque

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment

II-2 Détermination des charges et surcharges :

II -2.1 Les charges permanentes :

❖ **Plancher terrasse :(inaccessible) :**

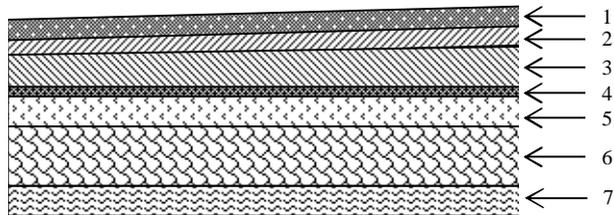


Figure II-2 Coupe transversale du plancher terrasse

01-Couche de gravier roulé	ep=5 cm.....	1,00 KN/m2
02-Etanchéité multicouche	ep=2 cm.....	0,12 KN/m2
03-Béton en forme de pente	ep=5 cm.....	1,10 KN/m2
04-Pare vapeur (feuille polyane)	0,01 KN/m2
05-Isolation thermique	ep=4 cm.....	0,16 KN/m2
06-Plancher à corps creux (16+4)	2,80 KN/m2
07-Enduit sous plafond	ep=2 cm.....	0,20 KN/m2
		G = 5,39 KN/m2

❖ **Plancher d'étage courant :**

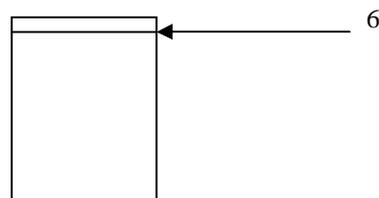


Figure II-3 Coupe transversale du plancher d'étage courant

01-Carrelage scellé ep=2 cm.....	0,44 KN/m ²
02-Mortier de pose ep=2 cm.....	0,44 KN/m ²
03-Couche de sable ep=3 cm.....	0,50 KN/m ²
04-Dalle en corps creux (16+4) cm.....	2,80 KN/m ²
05-Enduit en plâtre ep=1 cm.....	0,10 KN/m ²
06-Cloison de séparation interne ep=10cm	0,90 KN/m ²
	G = 5,18 KN/m²

❖ **Les murs :**

- Mur extérieur :

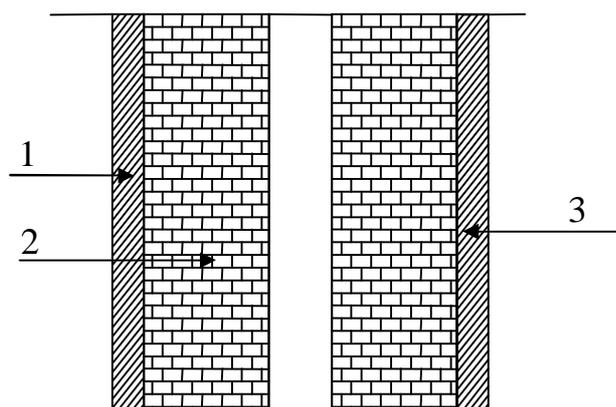


Figure II-4 Coupe transversale du mur double cloison

01-Mortier de ciment ep=2 cm.....	0,44 KN/m ²
02-Brique creuse ep=2X10 cm.....	1,30 KN/m ²
03-Enduit de plâtre ep=2 cm.....	0,20 KN/m ²
	G = 2,84 KN/m²

- mur intérieur

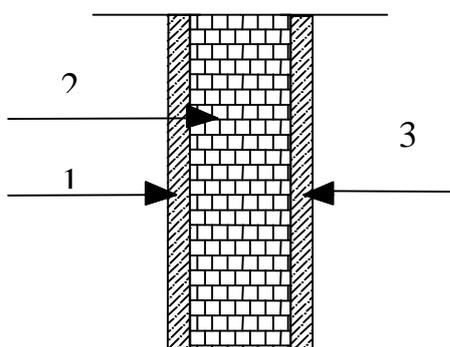


Figure II-5 Coupe transversale du mur en simple cloison

01- Enduit de plâtre	ep=2 cm.....	0,20 KN/m ²
02-Brique creuse	ep=10 cm.....	0,90 KN/m ²
03-Enduit de plâtre	ep=2 cm.....	0,20 KN/m ²
		G = 1,30 KN/m²

❖ **L'acrotère :**

On a $h_t = 70$ cm

Charge permanente G

$$G = 25 \left[(0,6 \times 0,1) + (0,2 \times 0,07) + \frac{0,03 \times 0,2}{2} \right]$$

$$G = 1,925 \text{ KN/ml}$$

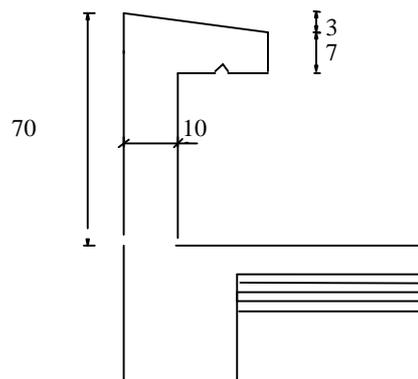


Figure II-6 Coupe transversale de l'acrotère

II- 2.2 Les surcharges d'exploitation:

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

- Plancher terrasse Q =1,00 KN/m²
- Plancher étage courant : à usage d'habitation Q =1,50 kN/m²
- Plancher du RDC..... Q=1,50 KN/m²
- L'acrotère..... Q=1,00 KN/ml
- L'escalier..... Q=2,50 KN/m²
- Balcons..... Q=3,50 KN/m²

II-3 Descente de charge :

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

II-3.1 Charges et surcharges revenant au poteau C3=C8 :

❖ **Surface d'influence :**

$$S = (4,00 \times 4,35) = 17,4 \text{ m}^2$$

$$S = 17,4 \text{ m}^2$$

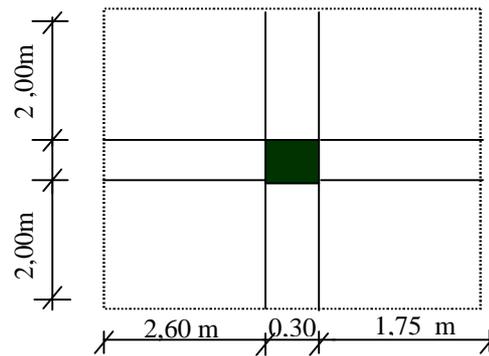


Figure II.6 : Surface d'influence du poteau C3 OU C8

❖ Charges permanentes revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse

$$G = 5,39 \text{ KN/m}^2$$

- Plancher étage courant

$$G = 5,18 \text{ KN/m}^2$$

- Plancher rez-de-chaussée

$$G = 5,18 \text{ KN/m}^2$$

❖ Poids revenant à chaque plancher :

- Poids du plancher $P = G \times S$

Plancher terrasse :

$$P = 5,39 \times 17,4 = 93,786 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 17,4 = 17,4 \text{ KN}$$

Plancher étage :

$$P = 5,18 \times 17,4 = 90,132 \text{ KN}$$

$$Q = 1,5 \times 17,4 = 26,1 \text{ KN}$$

❖ Poids revenant à chaque poutre :

Poutres principales :

$$P = (0,3 \times 0,35 \times 4,35) \times 25 = 11,42 \text{ KN}$$

Poutres secondaires :

$$P = (0,3 \times 0,3 \times 4) \times 25 = 9 \text{ KN}$$

D'où le poids total

$$P = 11,42 + 9 = 20,42 \text{ KN}$$

Ce qui donne : **P = 20,42 KN**

❖ Poids revenant à chaque poteau :

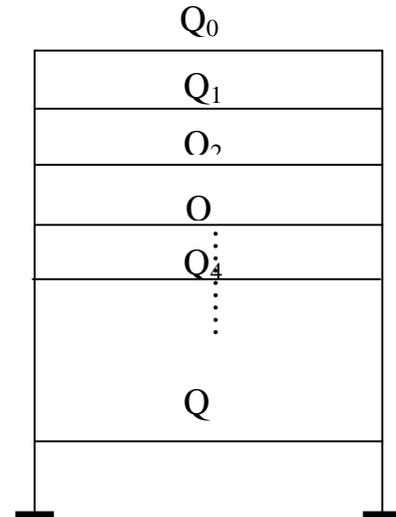
$$G = (0,3 \times 0,3 \times 3,06) \times 25 = 6,88 \text{ KN}$$

II-3.2 Loi de dégression de charge :

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n > 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

$$\begin{aligned} \Sigma_0 &= Q_0 \\ \Sigma_1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma_2 &= Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2) \\ \Sigma_3 &= Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ &\vdots \\ \Sigma_n &= Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i \end{aligned}$$

Pour $n \geq 5$



II-3.3 Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,66	0,65

Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 17,4 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 17,4 + 26 + 1 = 43,5 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 66,99 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 87,87 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 106,14 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 211,8 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 134,85 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 147,11 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 161,47 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 174,78 \text{KN}$$

$$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 187,05 \text{KN}$$

Tableau récapitulatif de la descente de charge

Niv	charges permanentes KN					charges exploitations KN		efforts normaux	section des poteaux cm ²	
	G plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	S trouvée	S adopté
10	93,78	20,42	0	117,33	117,33	17,4	17,4	134,73	89,82	30x30
9	90,13	20,42	6,88	120,56	237,89	43,5	60,9	298,79	199,19	30x30
8	90,13	20,42	6,88	120,56	358,54	66,99	127,89	486,34	326,22	30x30
7	90,13	20,42	6,88	120,56	479,01	87,87	215,76	694,77	463,18	30x30
6	90,13	20,42	6,88	120,56	599,57	106,14	321,9	921,47	614,13	30x30
5	90,13	20,42	6,88	120,56	720,13	121,80	443,7	1163,83	775,88	30x30
4	90,13	20,42	6,88	120,56	840,69	134,85	578,55	1419,24	946,16	35x35
3	90,13	20,42	6,88	120,56	961,25	147,11	725,66	1686,91	1124,60	35x35
2	90,13	20,42	6,88	120,56	1081,18	161,47	887,13	1968,94	1312,62	40x45
1	90,13	20,42	6,88	120,56	1202,37	174,78	1061,91	2264,28	1509,52	40x45
RDC	90,13	20,42	6,88	120,56	1322,93	187,05	1248,96	2571,89	1714,59	40x45

Remarque :

Il est évident que d'autres calculs relatifs aux poteaux de rive conduisent à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour les poteaux centraux, mais le RPA (ADDENDA 2003) recommande la même section pour l'ensemble des poteaux d'un même étage

II-3.4 Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7. 4 .1du RPA99)

Min (b,h)≥25cm
 Min(b ,h)≥h_e \20
 1\4≤b\h≤4

- Poteaux (30x30) de 5^{eme} étage à 10^{eme} étage.

Min (30x30)=30cm>25cm
 Min (30x30)=30cm>14,3cm } conditions vérifier.
 1\4≤30\30≤4=0,25≤1≤4

- Poteaux (35x35)

Min (35x35)=35cm>25cm
 Min (35x35)=35cm>286\20=14,3cm } conditions vérifier.

$$1 \leq \lambda \leq 35 \Rightarrow 35 \leq \lambda \leq 0,25 \leq \lambda \leq 4$$

II-3.5 Vérification des poteaux au flambement :

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

Avec :

λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0,7 l_0$)

i : Rayon de giration $(I/B)^{1/2}$

B : Section transversale du Poteau ($B=h b$)

l_0 : Longueur libre du poteau

Ce qui donne $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b}$

$$\lambda = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{b h^3 / 12}{b h}}} = \sqrt{12} \times 0,7 \frac{L_0}{h} = 2,42 \frac{L_0}{h}$$

$$\lambda = 2,42 \frac{3,06}{0,30} = 24,68$$

$\lambda = 24,68 < 35$ condition vérifiée.

Section (35x35)

$$\lambda = 2,42 \frac{3,06}{0,35} = 21,15$$

$\lambda = 21,15 < 35$ condition vérifiée.

Section (40x45)

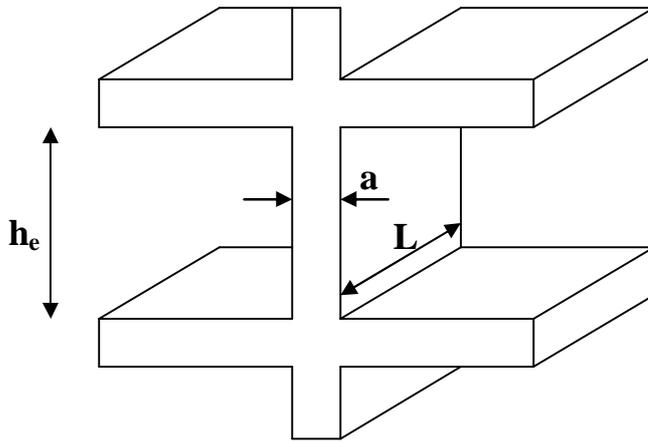
$$\lambda = 2,42 \frac{3,06}{0,45} = 16,45$$

$\lambda = 16,45 < 35$ condition vérifiée

II-4 pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 du RPA99) :

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 et reprendre une partie des charges verticales.

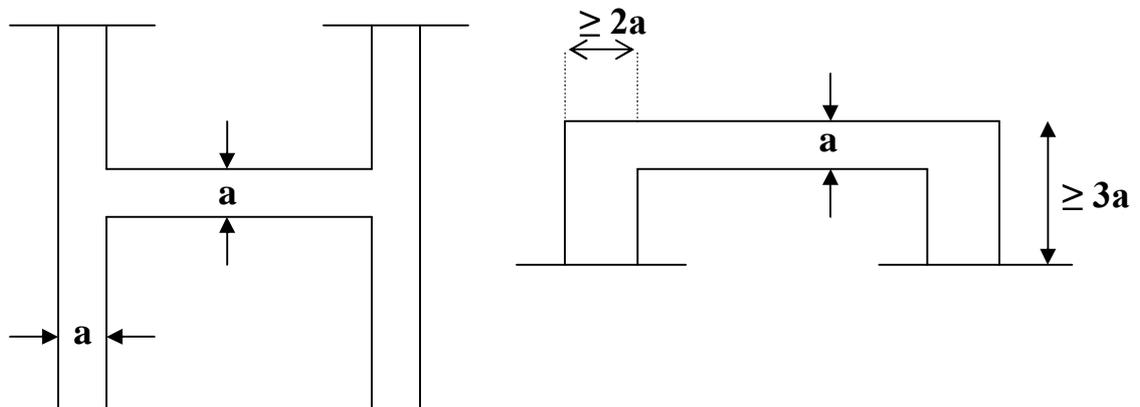




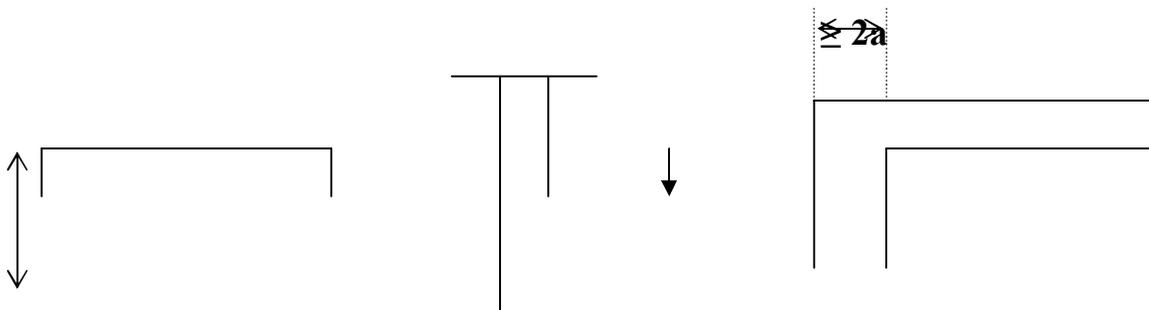
D'après RPA 99 ADDENDA 2003 le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

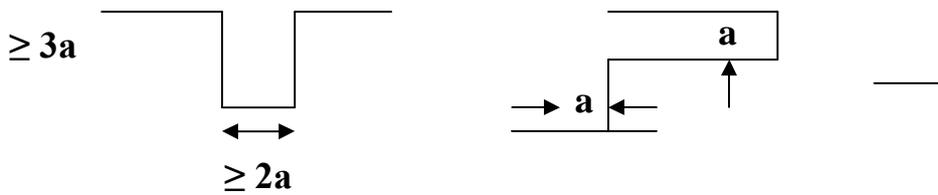
a) L'épaisseur du voile :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm.

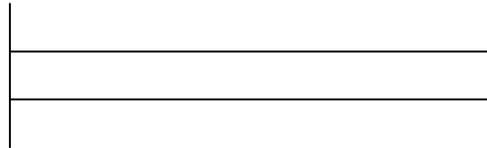


$$a \geq \frac{h_e}{25}$$





$$a \geq \frac{h_e}{22}$$



$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

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

Pour le RDC On a : $h_e = h - e_p$
 $h_e = 3,06 - 0,20 = 2,86 \text{ m.}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$$

b) Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7,7.1) :

Ne sont considérées comme voiles de contreventement que les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 \times 20 \Rightarrow L \geq 80 \text{ cm}$$

Avec : L : longueur du voile.
a : épaisseur du viol

INTRODUCTION :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent le calcul se fera conformément aux règles (BAEL99).

III.1. ACROTÈRE :

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort latéral Q dû à la main courante qui engendre un moment de renversement M dans la section d'encastrement, le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire (1m).

❖ Dimension de l'acrotère :

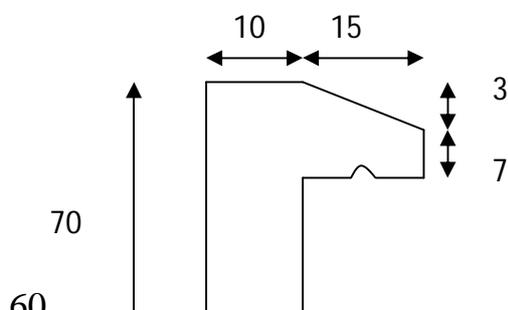


Fig.III-1: Coupe verticale de l'acrotère

- **Détermination des sollicitations :**

Poids propre de l'acrotère G :

$$G = 25 \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + \left(0,03 \times \frac{0,2}{2} \right) \right] = 1,925 \text{KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation $Q = 1,00 \text{KN/ml}$

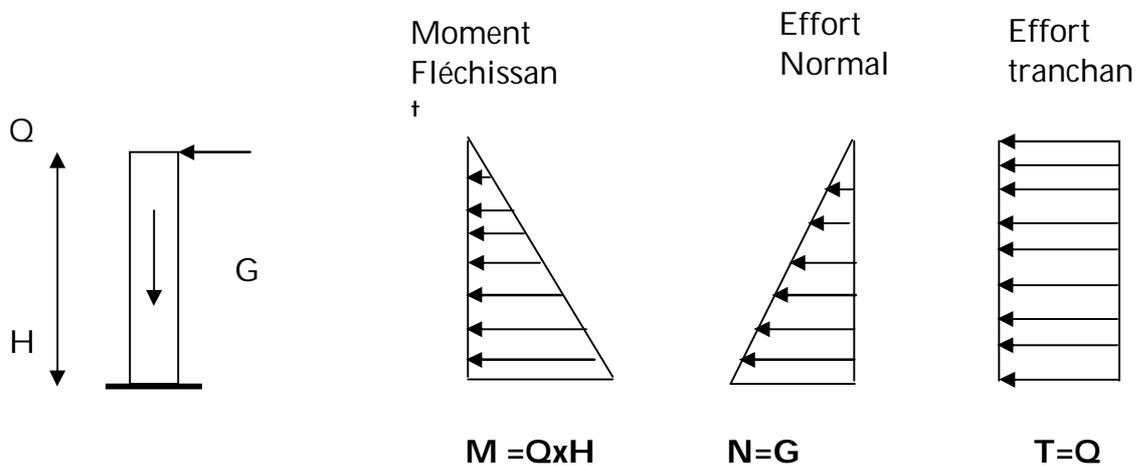
Effort normale dus au poids propre $N = G \times 1 = 1,925 \text{KN}$

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

Moment fléchissant max dus a la surcharge

$$Q: M = T \times H = Q \times H \times 1 = 0,7 \text{KN.m}$$

- **Diagrammes des efforts :**



- **Combinaisons des charges :**

A L'ELU :

Effort normal de comprissions :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,925 = 2,6 \text{KN}$$

Moment de flexion :

$$M_u = 1,5 \times m_Q = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{KN.m}$$

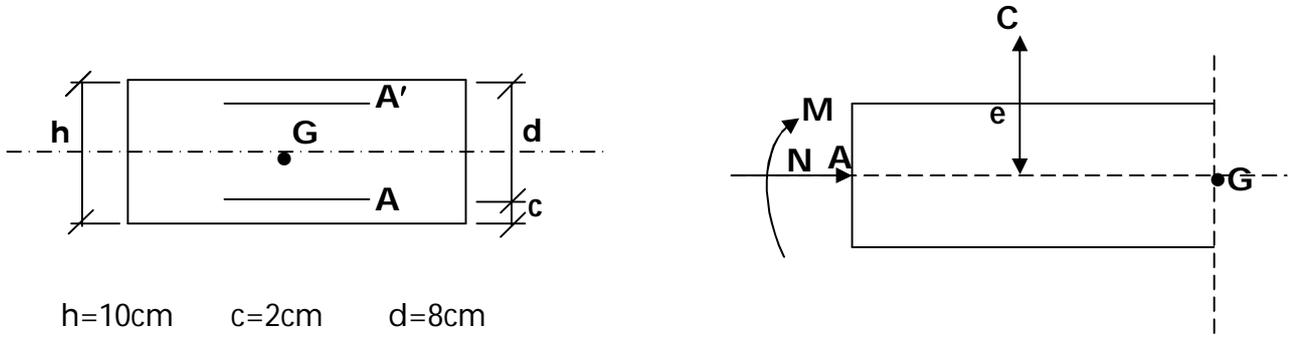
A L'ELS :

$$N_s = G = 1,925 \text{KN}$$

$$M_s = M_0 = 0,7 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage de l'acrotère :**

Le ferraillage est déterminé en flexion composée en considérant une section rectangulaire de hauteur $H=10\text{cm}$ et de largeur $b=1\text{m}$ soumise à un effort normal N et un moment renversement M .



$$h=10\text{cm} \quad c=2\text{cm} \quad d=8\text{cm}$$

• **Calcul des armatures à L'ELU :**

Position de centre de pression :

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,05}{2,6} = 0,4038 = 40,38 \text{ cm}$$

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

$e_u > \frac{h}{2} - c \rightarrow$ le centre de pression trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

D'où cette dernière est partiellement comprimée elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

• **calcul en flexion simple (section fictive) :**

Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g \quad \text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

g : distance entre le centre de compression et centre de gravité de la section des armatures tendues.

$$M_f = 2,6 \left(0,4038 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 1,127 \text{ KN.m}$$

$$u_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,6 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,028$$

$u_b < u_e = 0,392$ la section est simplement armée donc $A_s' = 0$

$$u_b = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986$$

Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,127 \times 10^2}{0,986 \times 8 \times 34,8} = 0,410 \text{ cm}^2$$

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

• **Calcul en flexion composée (armature réelles) :**

La section d'acier réelle est déterminée par la relation suivante :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,410 - \frac{2,5}{34,8} = 0,335 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité du béton (BAEL91/Art4.2.1) :**

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s \times (0,455 \times d)}{e_s \times (0,185 \times d)} \right]$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,925} = 0,363 \text{ m}$

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

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \left(\frac{36,36 - 0,45(8)}{36,36 - 0,185(8)} \right) = 0,907 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0,335 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,907 \text{ cm}^2$ La condition n'est pas vérifiée.

Donc on adopte une section : $A = A_{min} = 0,811 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition :**

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

On prend 4HA8 Avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$.

❖ **Vérification au cisaillement (BAEL91/Art A 5.1.21) :**

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^3 \times 800} = 0,0018 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4\text{Mpa}\right) = \min(2,5\text{Mpa}; 4\text{Mpa}) = 2,5\text{Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas risque de cisaillement.

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

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

$$\tau_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i}$$

$\sum U_i$: La somme des périmètres ultimes des barres.

$$\sum U_i = \pi \times n \times \emptyset = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048\text{cm}$$

τ_{se} : contraint d'adhérence à l'E.L.U.

0,9d : bras de levier.

Ψ_s : Coefficient de cisaillement.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 800 \times 100,48} = 0,02\text{Mpa}$$

$\bar{\tau}_{se} > \tau_{se}$ La Condition est vérifiée.

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

- **Vérification des contraintes dans l'acier :**

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

Avec : n le coefficient de fissuration =1,6

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63\text{Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}; \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,25$$

$$\rho_1 = 0,25 \Rightarrow \beta_1 = 0,920; k_1 = 47,50$$

$$\sigma_s = \frac{0,7 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 47,3\text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 47.3 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes dans béton :**

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

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{47.30}{47.50} = 0.995 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.995 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'acrotère au séisme (RPA. Art 6.2.3) :**

$$F_p = 4 \times A \times c_p \times w_p < 1,00 \text{ KN}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)

$$\Rightarrow A = 0,15 \text{ (RPA99, Art 4.2.3 tableau 4-1)}$$

C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0,8)

W_p : Poids de l'acrotère = 1,819 KN/ml

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,819 = 0.873 \text{ KN /ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2. LES PLANCHERS :

Introduction :

Notre structure présente des planchers en corps creux d'épaisseur (16+4) sauf pour le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur). ainsi que la dalle couvrant celui-ci ou des dalles pleines seront prévues.

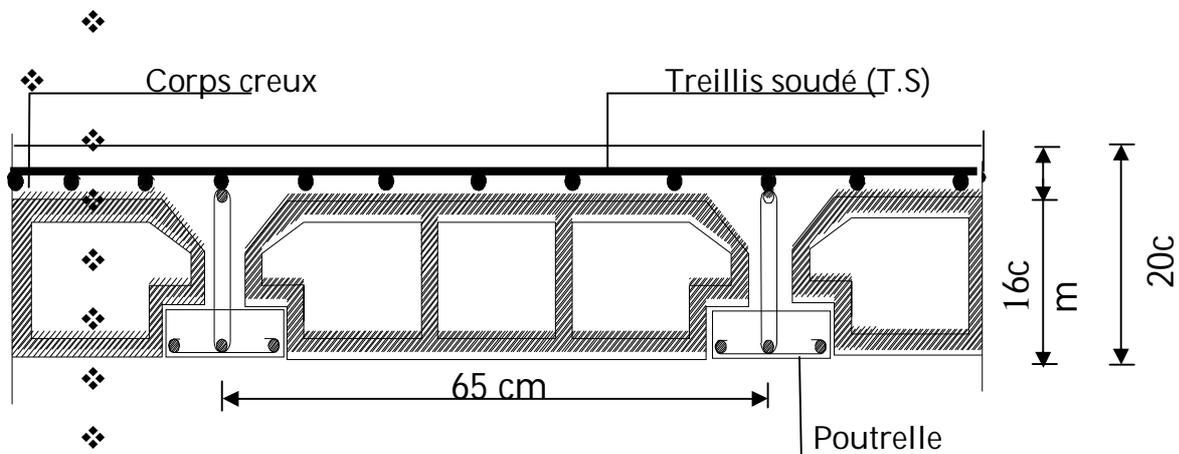


Fig. III-1 : Coupe d'un plancher en corps creux

❖ Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place de 4 cm d'épaisseur, sera armée d'un treillis soudé de type TLE 520, avec une limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa. Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le BAEL 91.

20cm (5pm) pour les armatures \perp aux poutrelles.

30cm (3pm) pour les armatures $//$ aux poutrelles.

• Calcul des armatures :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

L : distance entre axes des poutrelles (L = 65cm).

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$\text{D'où } A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_{\perp} = 6\text{HA}5 = 1,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Avec $e=15\text{cm}$.

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,17}{2} = 0,58 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6\text{HA}5 = 1,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Avec $e=15\text{cm}$.

Conclusion : On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (6x6x150x150) mm².

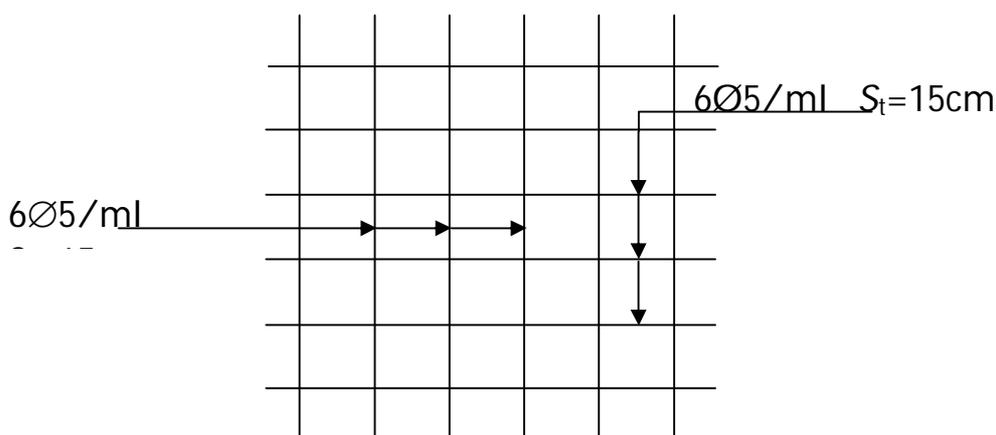


Fig. III-2 : Schéma du treillis soudé.

❖ Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont considérées uniformément chargées et seront calculées en deux étapes

• Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95KN/m² et de la surcharge de l'ouvrier

- Poids propre : $G_1 = (0,04 \times 0,12) \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

❖ **Ferraillage à l'ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

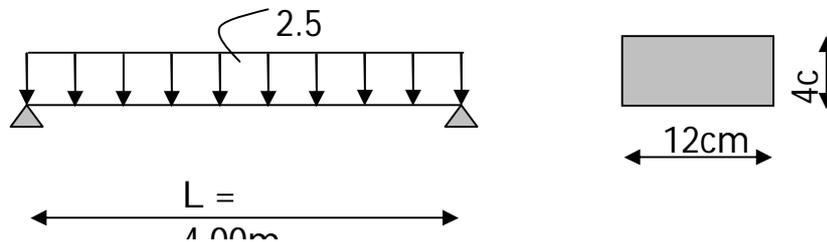


Fig. III-3 : schéma statique de la poutrelle.

❖ **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Avec } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ KN/ml}$$

Moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant max :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des armatures :**

Soit l'enrobage : $c = 2\text{cm}$

Hauteur utile : $d = h - c = 2\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.2 \times 10^3} = 7.33$$

$\mu_u > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA).

Conclusion :

La hauteur de la poutrelle, ne nous permet pas de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un étiage pour aider la poutrelle à supporter les charges.

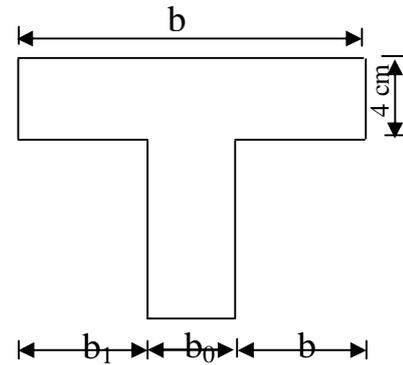
• **Après coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Les charges et surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

• **Largeur de la table de compression [1] A.4.1, 3 :**

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque cote d'une nervure, est limitée par la plus restrictive des valeurs suivantes :

$$\begin{aligned}
 - b_1 &\leq \frac{l - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5\text{cm} \\
 - b_1 &\leq \frac{l_1}{10} = \frac{400}{10} = 40\text{cm} \\
 - b_1 &\leq \frac{2}{3} \cdot x = \frac{2}{3} \times \frac{400}{2} = 133.33\text{cm}
 \end{aligned}$$



Avec l : distance entre axes des poutrelles

l_1 : portée de la travée ($l_1 = 400\text{cm}$)

b : largeur de la table de compression à prendre en considération dans le calcul

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

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

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

On prend : $b_1 = 26.5\text{cm}$, soit : $b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}$

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1. Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation est en plus égale à deux fois la charge permanente ou 5KN/m^2 , c à d :

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

Avec : $G = 3,4\text{kn /ml}$

$$Q = 0,975\text{kn /ml}$$

En effet :

$$\max \{2G ; 5\text{KN/m}^2\} = 2G = 2 \times 3.4 = 6,8 \text{ KN/ml}$$

$Q = 0,975 \text{ KN/ml} < 6,8 \text{ KN/ml}$ Condition vérifiée.

2. le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travéesCondition vérifiée.

3. les portées successives des différentes travées sont dans un rapport entre 0.80 et 1.25

$$c \text{ à d : } 0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25$$

$$0.8 < \frac{4.00}{4.30} = 0.93 < 1.25 \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 < \frac{4.30}{4.30} = 1 < 1.25 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 < \frac{4.30}{4.00} = 1.07 < 1.25 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. la fissuration est non préjudiciableCondition vérifiée.

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

•Principe de la méthode :

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

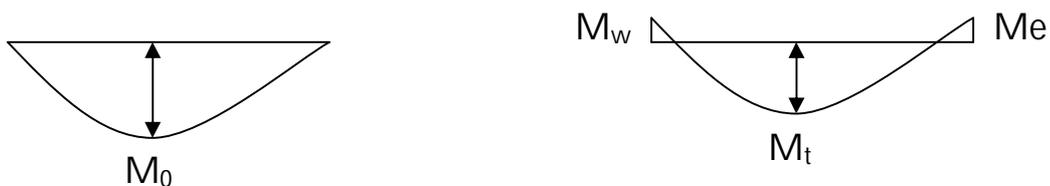


Fig.III-4 : Diagramme des moments (principe de la méthode

•Exposition de la méthode :

le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q=0 \mapsto \alpha = 0$ et pour $Q=2G \alpha = 2/3$

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis.

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Avec l : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie

M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement.

M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max \langle 1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0 \rangle$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive .}$$

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

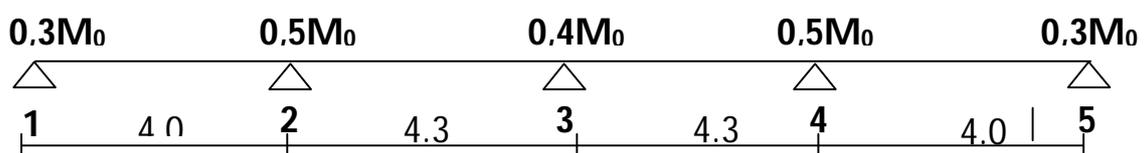
0.6 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées .

0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

0.3 M_0 pour les appuis de rive semi encastrés.

Dans notre cas nous avons une poutre sur 05 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :



Application :

• Combinaison de charges :

$$G = 5.18 \times 0.65 = 3.4 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.05 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

$$q_s = (G + Q) = 4.37 \text{ KN/ml}$$

Calcul du rapport de charge (α) :

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3.4} = 0.222 < 0.67$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1+0.3\alpha)$	$(1+0.3\alpha)/2$	$(1.2+0.3\alpha)/2$
0.222	1.066	0.533	0.633

Calcul des moments isostatiques :

En travée : $M_0 = ql^2/8$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
L(m)	4.00	4.30	4.30	4.00
M_0 (KN.m)	12.10	13.10	13.10	12.10

Aux appuis : $M_{appui} = \beta M_0^{max}$

Appui	1	2	3	4	5
Coefficient forfaitaire	0.3	0.5	0.4	0.5	0.3
M_{appui} (KN.m)	3.63	6.55	5.24	6.55	3.63

Calcul des moments en travée :

Travées de rive 1-2 :

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.63 M_0$$

$$M_t + \frac{0.3 M_0 + 0.5 M_0}{2} \geq 1.063 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.66 M_0$$

Soit $M_t = 0.7 M_0$

Travées intermédiaire 2-3 :

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.53 M_0$$

$$M_t + \frac{0.5 M_0 + 0.4 M_0}{2} \geq 1.063 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.61 M_0$$

Soit $M_t = 0.65 M_0$

Calcul des efforts tranchant :

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

$$T_e = T_w + q_u \times l$$

T_w, T_e : respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
T_w	-12,83	-11,70	-14,31	-11,37
T_e	11,37	14,31	11,70	12,83
M_t	8,47	8,51	8,51	8,47

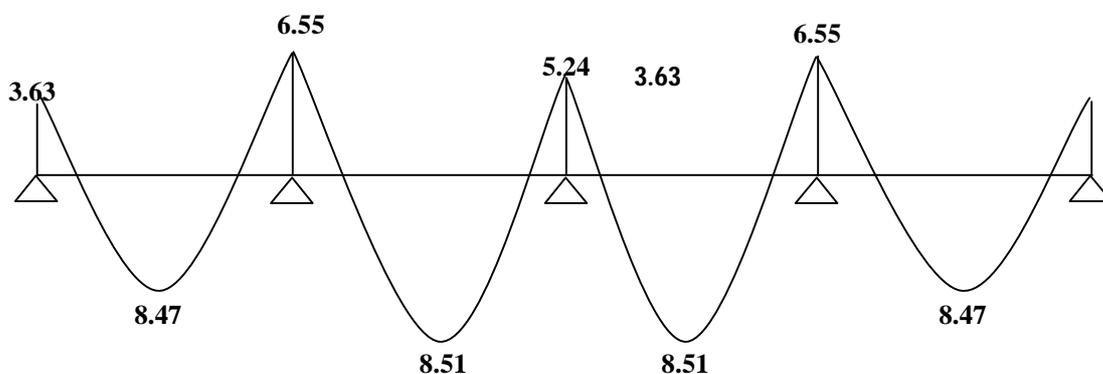


Fig.III-5 :Diagramme des moments fléchissant à l'ELU(KN.m)

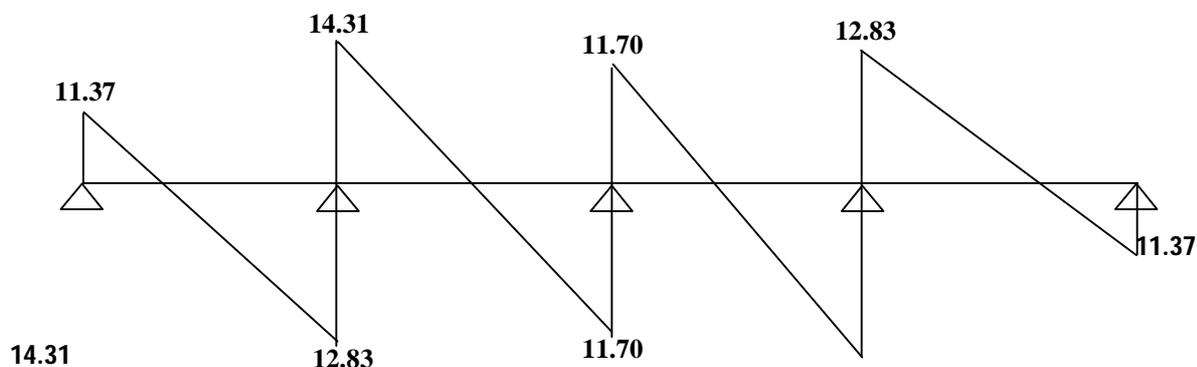


Fig.III-6 :Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(KN.m)

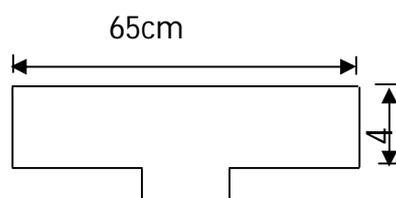
❖ Ferrailage à l'ELU :

• Armatures longitudinales:

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximum :

En travée : $M_u=8,51\text{KN.m}$

Sur appuis : $M_u=6,55\text{KN.m}$



En travée:

Si $M_t^{\max} > M_{tab} \Leftrightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure.

Si $M_t^{\max} < M_{tab} \Leftrightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

Moment équilibre par la table de compression :

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

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

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m} > M_u = 5.05 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression \Leftrightarrow le calcul se fera comme pour une section rectangulaire $b \times h$ (65x20) cm.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,51 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0282$$

$$\mu = 0.0282 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots S.S.A$$

$$\Leftrightarrow \beta = 0,986$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,51 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 1,25 \text{ cm}^2$$

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

Aux appuis :

La table de compression se trouve dans la partie tendue de la section, donc nous aurons à étudier une section rectangulaire de (12x20) cm²

$$M_a^{\max} = 6,55 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.55 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.12$$

$$\mu = 0.12 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots S.S.A$$

$$\Leftrightarrow \beta = 0.936$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.55 \times 10^3}{0.936 \times 18 \times 348} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales ne doit pas dépasser l'une des valeurs suivantes (BAEL91 modifié 99/Art : A.7.2.2).

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Avec h : hauteur totale de la poutre

b_0 : largeur de l'âme

φ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales

$$\text{Donc } \varphi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10} \right\} = \{0.57; 10; 12\} = 0.57 \text{ cm}$$

Soit $\varphi_t = 6 \text{ mm}$

L'espacement des armatures transversales est donné par le règlement (BAEL 91 modifié 99/Art : A5.1.22).

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

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

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

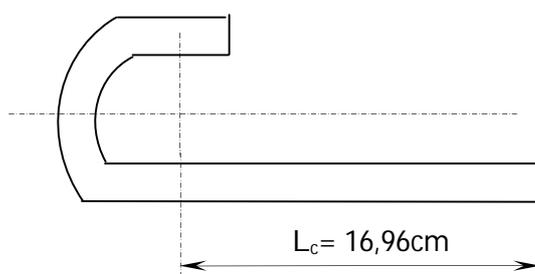
- **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL91 modifié 99 / Art.A.5.1.22) :**

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

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,20 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}.$$

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

Donc : $L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 42,40 = 16,96 \text{ cm}$.



❖ **Les Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité (BAEL91/A4.2.1).**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.026 \text{ cm}^2$$

$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.026$ condition vérifiée

Sur appuis :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91/A.5.1).**

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

Avec : $T_u = 14.31 \text{ KN}$.

$$\tau_u^{\max} = \frac{10.62 \times 10}{12 \times 18} = 0.66 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

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

$$\tau_{se} = \frac{T^{\max}}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n \phi \pi = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{14.31 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.93 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{se} = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

• **L'influence de l'effort tranchant sur le béton :**

(BAEL91 modifiée99/Art : A.5.3.313).

$$T_u < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0.9 \cdot d \cdot b_0$$

$$T_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 = 129.6 \text{ KN}$$

Appuis de rives:

$T_u^{\max} = 11.37 \text{ KN} < 129.60 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

Appuis intermédiaire:

$T_u^{\max} = 14.31 \text{ KN} < 129.60 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

• **L'influence de l'effort tranchant Sur les armatures :**

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$$

Appuis de rive :

$$A = 1.57 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \left(11.37 - \frac{3.63}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.31 \text{ cm}^2$$

$A = 1.57 \geq -0.31$ Condition vérifiée.

Appuis intermédiaires :

$$A = 1.57 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \left(14.31 - \frac{6.65}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.76 \text{ cm}^2$$

$A = 1.57 \geq -0.76$ Condition vérifiée.

❖ **Calcul à l'ELS :**

-

Moment de flexion et effort

tranchant à l'ELS :

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

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.375}{6.05} = 0.72$$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
M_w	4,76	3,77	4,716	2,61
M_e	2,61	4,716	3,77	4,716
T_w	-9,23	-8,42	-10,30	-8,18
T_e	8,18	10,30	8,42	9,23
M_t	6,10	6,13	6,13	6,10

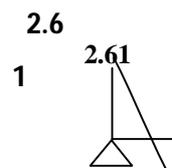


Fig. III-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

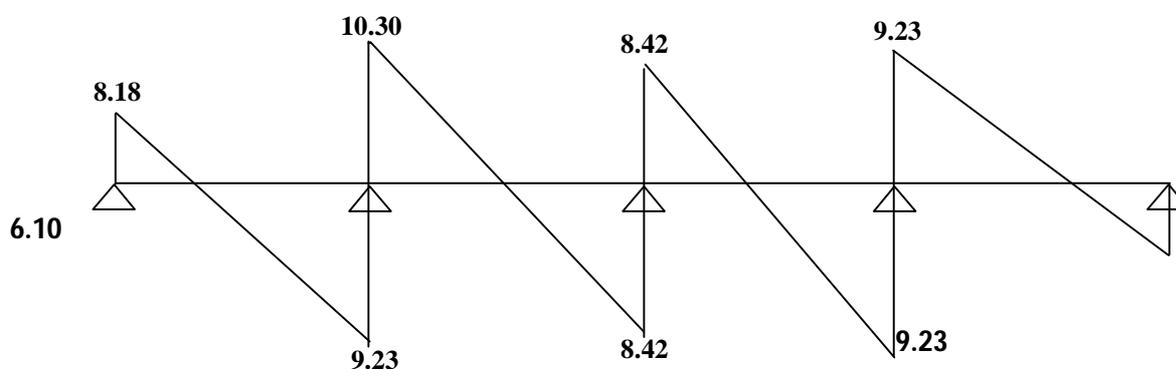


Fig. III-8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

❖ **Vérification à l'ELS :**

- **état limite d'ouverture des fissures** (BAEL91 modifié 99/A.4.5.3) :

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

- **État limite de résistance à la compression** :(BAEL91 modifié 99/A.4.5.2) :

On doit vérifiée que :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa_{bc}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,52 \Leftrightarrow \beta_1 = 0,892 \Leftrightarrow K_1 = 31,085$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{4,72 \times 10^3}{0,892 \times 18 \times 1,13} = 260 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{260}{31,085} = 8,36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2,26}{65 \times 18} = 0,193 \Leftrightarrow \beta_1 = 0,968 \Leftrightarrow K_1 = 143,8$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{6,13 \times 10^3}{0,968 \times 18 \times 2,26} = 155,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{155,66}{143,8} = 1,08 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

- **état limite de déformation** (BAEL91 modifiée 99 / Art. 6.5.2) :

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

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_{ts} l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

\bar{f} : la flèche admissible

E_v : module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

I_{fv} : inertie fictive pour les charges de longue durée

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

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,06^3 + 12,93^3) + (65 - 12) \times 4 \left(\frac{4^2}{12} + \left(7,06 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 2,26$$

$$= 19814,86 \text{ cm}^4$$

$$B_0 = 12,20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,26 = 485,9 \text{ cm}^2$$

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

$$= 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,26 \times 18 = 3434,2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3434,2}{485,9} = 7,06 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,06 = 12,93 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7,09^3 + 12,93^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,06 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,26 \times (12,93 - 2)^2$$

$$I_0 = 109814,86 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

La contrainte dans les aciers tendus est donnée par :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,010$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,010} = 1,64$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,56 ; 0 \} = 0,56$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 19814,86}{1 + 1,64 \times 0,56} = 11361,73 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^s x L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

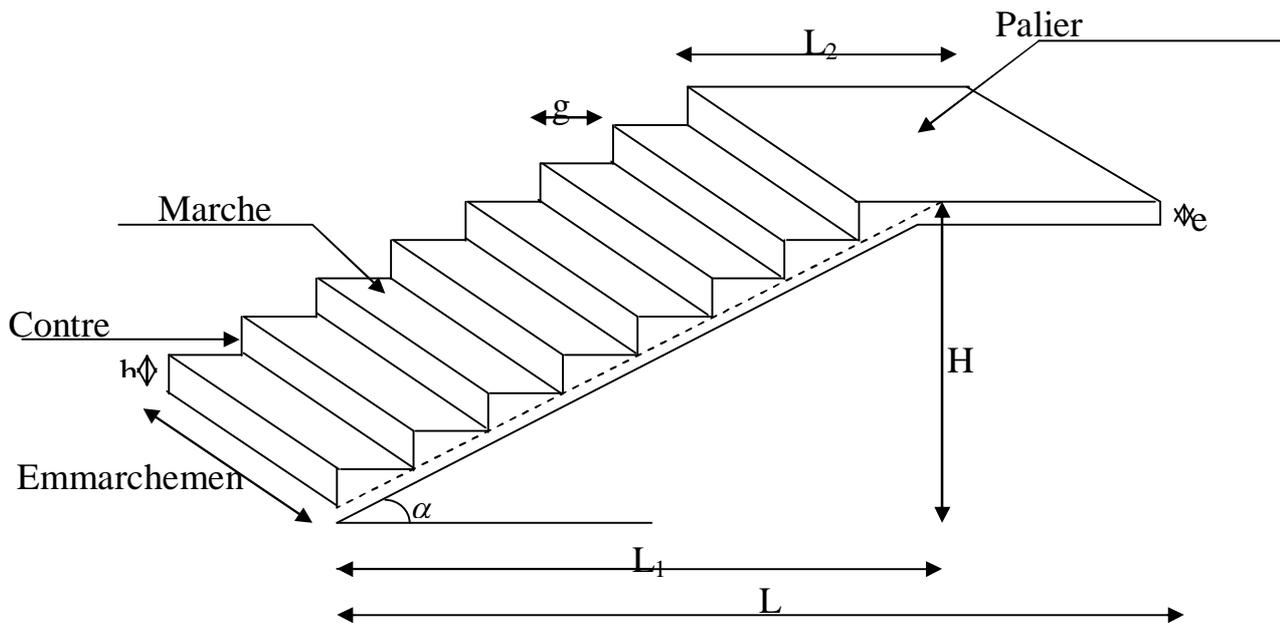
$$f = \frac{6,13 \times 10^6 \times 4000^2}{10 \times 10818,86 \times 11361,73 \times 10^4} = 7,98 \text{ mm}$$

$$f = 7,98 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III-4) Calcul des l'escalier :

Introduction :

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton arme coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques. Notre bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier



FigIII-4-1 : terminologie de l'escalier

Notations utilisées :

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

ep : épaisseur de la paillasse.

H : hauteur de la volée.

L : longueur de la volée projetée.

III-4-A) Calcul de l'escalier de l'étage courant :

Pré dimensionnement :

Il comporte 02 volées identiques et 01 palier intermédiaire.

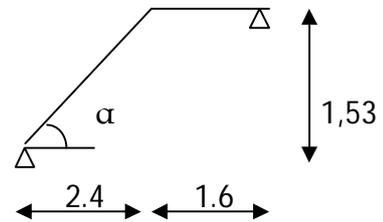
Pour que l'escalier soit confortable, il faut que :

a) calcul de g et h :

$$14 \leq h \leq 17$$

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

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contres marche}$$



Calcul de la hauteur de la contre marche et du giron :

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

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm} \implies g = 30 \text{ cm}$$

b) Vérification de la relation de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

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

$$60 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

\Rightarrow La relation est vérifiée

❖ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier. (e_p) est donnée par la condition suivante :

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

Avec : $L_0 = L_1 + L_2$

Avec L_0 : portée de la paillasse

$$L = (n-1) g = (9-1) 30 = 240\text{cm}$$

$$L_1 = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{2,40^2 + 1,53^2} = 2,846\text{m}$$

$$L_0 = 2,846 + 1,6 = 4,446\text{m}$$

$$\frac{444,60}{30} \leq e_p \leq \frac{444,60}{20} \implies 14,82 \text{ cm} \leq e_p \leq 22,23\text{cm}$$

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

$$\text{tg } \alpha = \frac{1,53}{2,40} = 0,63 \implies \alpha = 32,51$$

$$\cos \alpha = 0,843$$

On prend la même épaisseur pour le palier $e_{\text{palier}} = 18\text{cm}$

❖ **Détermination des sollicitations de calcul :**

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

a) Charges et surcharges :

- **le palier :**

- Poids propre de la palier $25 \times 0,18 = 4,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids du Revêtement +enduit $0,44 \times 4 = 1,76 \text{ KN/m}^2$

$$\mathbf{G_p} \quad \underline{\underline{=5,94 \text{ KN/m}^2}}$$

- **la paillasse :**

- Poids des marches $25 \times 0,17 / 2 = 2,125 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la paillasse $25 \times 0,18 / \cos 32,51 = 5,33 \text{ KN/m}^2$
- Poids de carrelage scellé $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Lit de sable $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Enduit de ciment $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Poids des gardes corps $0,2 \text{ KN/m}^2$

$$\mathbf{G_v} \quad \underline{\underline{=9,415 \text{ KN/m}^2}}$$

Surcharges d'exploitation : selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage de service ou d'habitation ; $\mathbf{Q = 2,5 \text{ KN/m}^2}$

b) Combinaisons des charges :

$$\mathbf{E L U} : \quad q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1m$$

$$\text{La volée} : q_{u1} = (1,35 \times 9,415 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 16,46 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le palier} : q_{u2} = (1,35 \times 5,94 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 11,77 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge concentrée} : q_{umur} = 1,35 \times 2,68 + 1,53 \times 1 = 5,54 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{E L S} : \quad q_s = (G + Q) \times 1m$$

$$\text{La volée} : q_{s1} = (9,415 + 2,5) \times 1 = 11,91 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le palier} : q_{s2} = (5,94 + 2,5) \times 1 = 8,44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge concentrée} : q_{umur} = 2,68 \times 1,53 = 4,10 \text{ KN/ml}$$

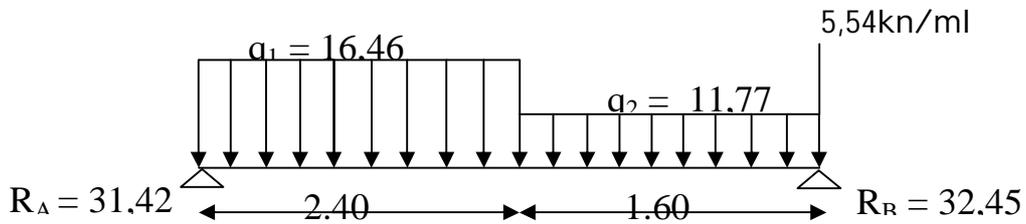
❖ Calcul à l'ELU :

1) Calcul des moments et efforts tranchants a l'E LU :

Les réactions aux appuis

$$R_A = 31,42 \text{ KN}$$

$$R_B = 32,45 \text{ KN}$$



2) Calcul des efforts tranchants et les Moments fléchissant à L'ELU :

a) Effort tranchant:

Tronçon	Expression	X (m)	Ty (KN)
$0 \leq x \leq 2,4$	$-16,46x + 31,42$	0	31,42
		2,4	-8,085
$0 \leq x \leq 1,6$	$11,72x - 26,91$	0	-26,91
		1,6	-8,085

b) Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	Mz (KNm)
$0 \leq x \leq 2,4$	$-8,23x^2 + 31,419x$	0	0
		2,4	28,06
$0 \leq x \leq 1,6$	$-5,86x^2 + 32,45x$	0	0
		1,6	28,065

Le moment Mz est maximal pour Ty = 0

$$Ty=0 \Rightarrow -16,46x + 31,42 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,9m$$

Donc : $M_z^{\max} = 29,98kn.m$

3) diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant :

A fin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

Soit : $M_t = 0,85M_{u\max}$

$$M_a = -0,3M_{u\max}$$

Donc: $M_t = (0,85)x29,98 = 25,483KNm$

$$M_a = (-0,3)x29,98 = -8,994KNm$$



FigIII-4-3 : Diagramme des moments et effort tranchant à l' ELU

3) Calcul des armatures :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

a) Aux appuis :

$$M_a = -8,994 \text{ KNm} ; d = 16 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; b = 100$$

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2 \text{ Mpa}$$

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

- **Armature principale :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{8,994 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14,2} = 0,024$$

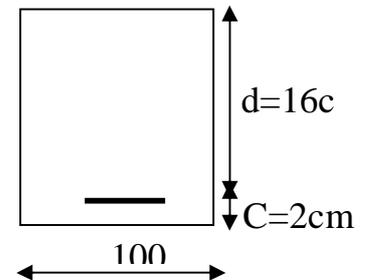
$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu_u = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{8,994 \times 10^3}{0,988 \times 16 \times 348} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_a = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$; avec $e = 25 \text{ cm}$



- **Armature de répartition :**

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

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$; avec $e = 25 \text{ cm}$

b) En travées :

$$M_t = 25,483 \text{ KN m}$$

- **Armature principale :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{25,483 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14,2} = 0,070$$

$\mu < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA).

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

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{25,483 \times 10^3}{0,964 \times 16 \times 348} = 4,75 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec $e = 20 \text{ cm}$.

- **Armature de répartition :**

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

Soit : $A_r = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}$ avec $e = 25 \text{ cm}$.

III-4-5) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité: (Art.A.4.2,1 / BAEL91) :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,932 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 1,932 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ (Condition vérifiée)

En travées : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \geq 1,932 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ (Condition vérifiée)

b) Espacement des barres

Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$

Appuis : $25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow$ (Condition vérifiée)

Travée : $20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow$ (Condition vérifiée)

Armature de répartition : $S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\}$

Appuis : $25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \longrightarrow$ (Condition vérifiée)

Travée : $25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \longrightarrow$ (Condition vérifiée)

c) Vérification de la contrainte d'adhérence: (Art.A.6.1,3 / BAEL91) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa. (Avec } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les HA)}$$

Appui A :

$$T_u^{\max} = 31,42 \text{ KN}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{31,42 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 188,4} = 1,158 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,158 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow$$
 (Condition vérifiée)

Pas d'influence de l'effort tranchant sur les aciers.

d) Vérification de l'effort tranchant: (Art.A.5.1,2 / BAEL91) :

On doit avoir : $\tau \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{31,42 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,196 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Avec } \gamma_b = 1,5)$$

$$\tau_u = 0,196 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

D'où le béton seul peut reprendre l'effort cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) Ancrage des barres: (Art.A.6.1.2,1 / BAEL91) :

$$\tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,61 \times 5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$L_s = \frac{400 \times 12}{4 \times 2,835} = 423,2 \text{ mm} \Rightarrow L_s = 42,32 \text{ cm}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art.A.5.1.3,21 / BAEL91) :

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

$$T_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 16 \times 100}{1,5} = 9600 \text{ KN}$$

$$T_{u(\max)} = 31,42 \text{ KN} < \bar{T}_u = 9600 \text{ KN} \longrightarrow (\text{Condition Vérifiée})$$

g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (Art.A.5.1, 313 / BAEL91) :

Il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right] \Rightarrow A_a \geq \frac{1,15}{400} \left[31,42 \times 10^3 + \frac{(-8,994) \times 10^6}{0,9 \times 160} \right] = -1,18 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \geq -1,18 \text{ cm}^2 \longrightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

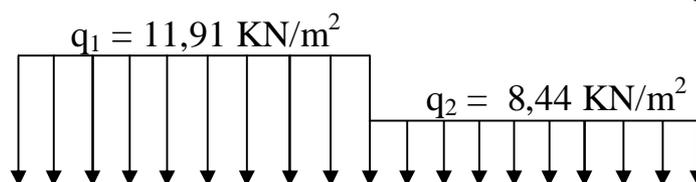
❖ III-4-6) Calcul des moments et efforts tranchants à L'ELS :

Les réactions aux appuis :

$$R_A = 22,709 \text{ KN}$$

$$R_B = 23,478 \text{ KN}$$

4,10kn/ml



1) Calcul des efforts tranchants et les Moments fléchissant à L'ELS :

a) Effort tranchant:

Tronçon	Expression	X (m)	Ty (KN)
$0 \leq x \leq 2,4$	$-11,91x + 22,709$	0	22,709
		2,4	-5,875
$0 \leq x \leq 1,6$	$-8,44x - 19,378$	0	-19,378
		1,6	-5,874

b) Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	Mz (KNm)
$0 \leq x \leq 2,4$	$-5,955x^2 + 22,709x$	0	0
		2,4	20,20
$0 \leq x \leq 1,6$	$-4,22x^2 + 19,378x$	0	0
		1,60	20,20

Le moment Mz est maximal pour Ty = 0

$$Ty = 0 \quad \Rightarrow \quad -8,44x + 19,378 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,29m$$

Donc : $M_z^{\max} = 33,31kn.m$

2) diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant :

A fin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,30 respectivement.

Soit :

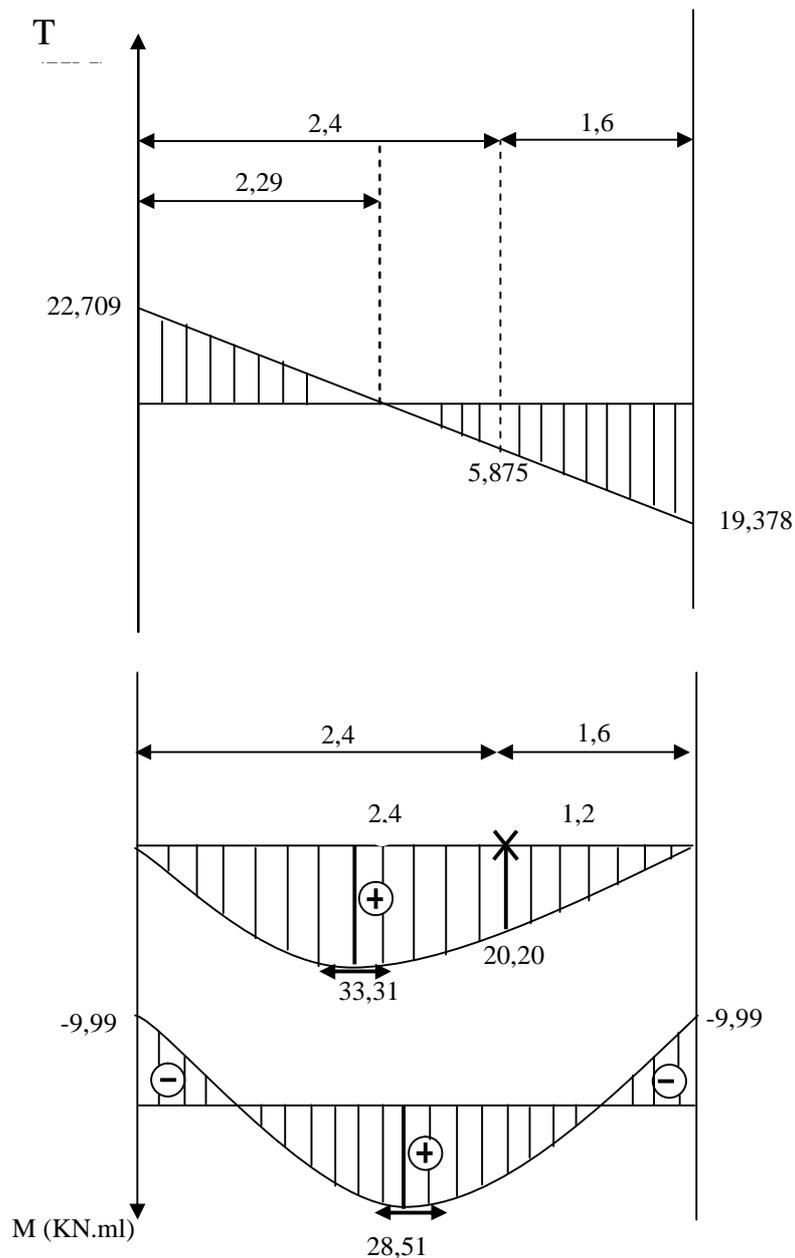
$$M_a = -0,3M_{u\max}$$

$$M_t = 0,85M_{u\max}$$

Donc:

$$M_a = (-0,3) \times 33,31 = -9,993KNm$$

$$M_t = (0,85) \times 33,31 = 28,31KNm$$



FigIII-4-4 : Diagramme des moments et effort tranchant à l' ELS

Vérification à L'ELS :

a) L'état limite à la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / k_1 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

•En travée :

$$M_t = 28,51 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 16} = 0,353$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,9065 \quad \Rightarrow K_1 = 38,475$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{28,51 \times 10^6}{565 \times 0,9065 \times 160} = 347,9MPa$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / k_1 = 9,04MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \longrightarrow \text{(Condition Vérifiée)}$$

•Appuis :

$$M_a = -9,993KN.m$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 16} = 0,196$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,927 \quad \Rightarrow K_1 = 53,965$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{A_a \beta_1 d} = \frac{9,993 \times 10^6}{314 \times 0,927 \times 160} = 214,57MPa$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / k_1 = 3,98MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \longrightarrow \text{(Condition Vérifiée)}$$

b) Etat limite de déformation : (Art.A.6.5,1 / BAEL91) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = 0,045 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \longrightarrow \text{(Condition non Vérifiée)} \\ \frac{h}{L} = 0,045 \leq \frac{M_t^s}{10M_0} = 0,1 \longrightarrow \text{(Condition Vérifiée)} \\ \frac{A}{b_0 d} = 0,0035 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \longrightarrow \text{(Condition Vérifiée)} \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas vérifiées.

$$f = \frac{5q_s l^4}{384.E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$q_{\max} = \max(8,44 ; 11,91) = 11,91 \text{ KN /ml}$$

Avec : E_v : module de déformation longitudinale différée

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

B_0 : section homogène

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée

Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{16200 + (15 \times 5,65 \times 16)}{(100 \times 18) + (15 \times 5,65)} = 9,31 \text{ cm}$$

$$V_1 = 9,31 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - v_1 = 18 - 9,31 = 8,69 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = (9,31^3 + 8,69^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5,65 (8,69 - 2)^2 = 52566,06 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_0 = 52566,06 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5q_s l^4}{384.E_v I_{fv}} = \frac{5 \times 11,91 \times 4,0^4 \times 10^3}{384 \times 10818,86 \times 10^6 \times 52566,06 \times 10^{-8}} = 0,006 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 \text{ cm}$$

$$f = 0,006 \text{ cm} < \bar{f} = 0,80 \text{ cm} \longrightarrow \text{(Condition Vérifiée)}$$

c) Etat limites d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

III-3) Etude de la poutre palière :

❖ Pré dimensionnement :

a)-Hauteur : La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

Avec

l_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$l_{\max}=4,55 \Rightarrow \frac{455}{15} \leq h_t \leq \frac{455}{10} \text{ donc : } 30,33\text{cm} \leq h_t \leq 45,5\text{cm}$$

On opte pour $h_t=35\text{cm}$

b)-Largeur : La largeur de la poutre palière est donnée par : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

D'où : $14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$

On prend $b=30 \text{ cm}$

Donc la poutre palière a pour dimensions : **$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$**

Vérifications relatives aux exigences du RPA .Art 7.5.1 du RPA 99)

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée

- $h_t \geq 30 \text{ cm}$ $35 \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée

- $h_t / b \leq 4$ $35/30 = 1.16$ condition vérifiée

❖ détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$

L'effort tranchant à l'appui : ELU $T_u = 32,45 \text{ KN/ml}$

ELS $T_s = 23,47 \text{ KN/ml}$

• combinaison de charges :

ELU : $q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 2.625) + 14.26 = 17.80 \text{ kn/ml}$

ELS : $q_s = G + T_s = 2.625 + 10.31 = 12.94 \text{ kn/ml}$

❖ Calcul à l'ELU :

a)-calcul du moment et d'effort :

▪ Moment isostatique :

$$M_u = M_{u \max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{17.8 \times 4,55^2}{8} = 46.06 \text{ KN.m}$$

▪ Effort tranchant

$$T_u = T_{u \max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{17.8 \times 4,55}{2} = 40.49 \text{ KN}$$

En tenant compte des encastremements partiels, les moments corrigés sont :

▪ Sur appuis : $M_u = 0.3 \times M_{u \max} = 0.3 \times 46.06 = 13.818 \text{ KN.m}$

- En travée : $M_t = 0.85 \times M_U^{\max} = 0.85 \times 46.06 = 39.15 \text{ KN.m}$

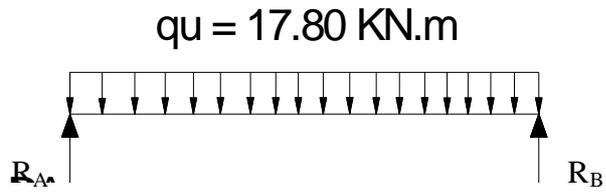


Fig : III-3-1) schéma statique de la poutre palière.

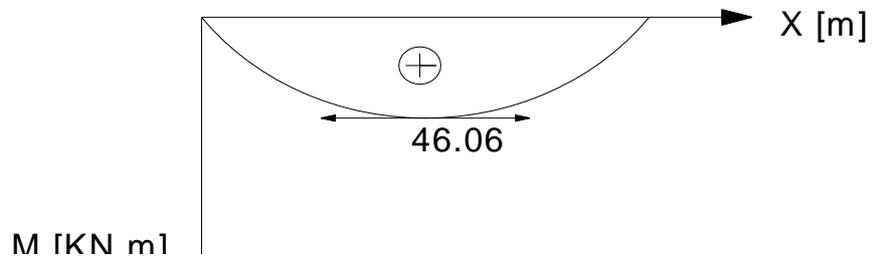


Fig : III-3-2) diagramme de moment isostatique

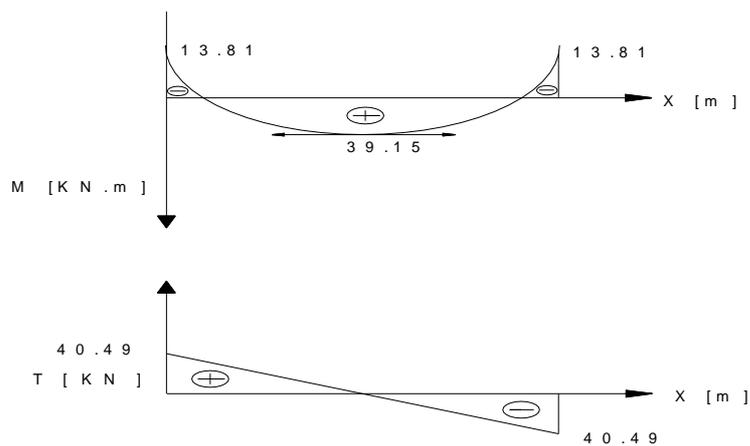


Fig : III-3 -3) diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant

III-3-4) Calcul des armatures :

Zone	Mu (KN.m)	μ_r	μ_l	b (cm)	β	As	As adopté
Travée	39.15	0.084	0.392	30	0.956	3.56	4.62
Appui	13.81	0.030	0.392	30	0.985	1.22	2.35

❖ Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19$$

-En appuis : $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

-En travée : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant :(Art A.5.2.2, BAEL 91)

$$T_u^{\max} = 40.49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{40.49 \times 10}{30 \times 33} = 0.41 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

c) vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art.A.6.1.3)

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{40.49 \times 10}{0.9 \times 33 \times 3.14 \times 1.4} = 3.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 3.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres

d)-Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art.5 .132, BAEL 91)

1)-Influence sur les armatures inférieures :

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9xd}}{f_e / 1.15} = \frac{40.49 \times 10^3 + \frac{46.06 \times 10^3}{0.9 \times 33}}{348 \times 10^4} = 0.012 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.35 \geq A_u = 0.012 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

2)-Influence sur le béton :

$$T_{u \max} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.9 \times 30 \times 33 \times \frac{25}{1.5} = 5940 \text{ KN} \geq 40.49 \text{ KN} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **les armatures transversales (BAEL Art 722) :**

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{14, 10, 30\} = 10 \text{ mm}$$

Nous choisissons un diamètre **T8**

Donc nous adoptons : **4 T 8 = 2.01 cm²**

➤ **Espacement :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 25 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1,4; 25 \text{ cm} \right\} = 8.75 \text{ cm}$$

soit : $e = 7 \text{ cm}$

$$\text{Zone ourante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

soit : $e = 15 \text{ cm}$

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

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification à l'ELS :

Après les différentes étapes de calcul, comme à ELU on aura :

a) combinaison des charges :

$$q_s = 12.94 \text{ KN /ml}$$

• Moment isostatique:

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{12.94 \times 4.55^2}{8} = 33.49 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{12.94 \times 4.55}{2} = 29.44 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet des partiels encastremets, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :** $M_s^a = 0.3 \times M_s^{\max} = 0.3 \times 33.49 = 10.047 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_s^t = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 33.49 = 28.47 \text{ KN.m}$

b)-Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Zone	M _s (KNm)	A _s	ρ	β	K ₁	σ _{st}	σ _{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$
travée	28.47	4.62	0.466	0.896	33.31	208.41	6.25	15
appui	10.047	2.35	0.238	0.922	49.10	140.51	2.86	15

Conclusion : Les contraintes sont vérifiées à l'ELS.

c)-Etat limite d'ouverture des fissures :

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

d)-Etat limite de déformation :

-Vérification de la flèche :

Nous faisons les calculs de la flèche si les trois conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{330} = 0.106 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.106 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{28.47}{10 \times 46.06} = 0.061 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0046 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III-5)Balcon :

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps de hauteur h=1.00m, en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par : $e_p \geq \frac{l}{10}$

(Avec L : largeur du balcon)

$$e_p = \frac{142}{10} = 14,5cm \quad \text{soit } e_p = 15cm$$

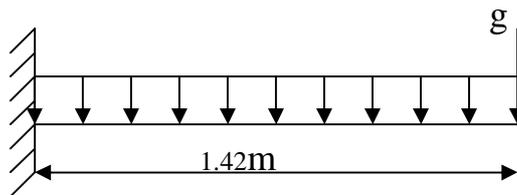


Schéma statique de calcul du balcon

❖ **détermination des charges et surcharges :**

a)charges permanentes :



Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale G_{1tot}			5.39

b) charge concentrée :

Nous considérons une bonde de 1m de longueur du balcon donc

- Poids propre de garde corps : **0,2KN/ml**
- Enduit en plâtre (**2cm × 2cm**) = **0,04KN/ml**
- Poids de mur brique creuse : **0,9KN/ml**

$$G_{2tot} = \mathbf{1,14KN/ml}$$

c) surcharges d'exploitation :

$$Q = \mathbf{3,5KN/ml}$$
 (uniformément répartie)

❖ **Calcul à l'ELU :**

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. la section dangereuse est situé au niveau de l'encastrement.

1. combinaison de charges :

$$\text{La dalle : } q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q = 1,35 \times 5,39 + 1,5 \times 3,5 = \mathbf{12,52KN/ml}$$

$$\text{Le garde corps : } q_{u2} = 1,35G_2 = 1,35 \times 1,14 = \mathbf{1,53KN/ml}$$

Calcul de moment :

$$M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + q_{u2} \times l = \mathbf{14,79KN/ml}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = \mathbf{19,30KN}$$

2. Calcul de la section d'armature :

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple

-Armatures principal :

$$M_u = \mathbf{14,79KN/ml}$$

$$b = \mathbf{100cm} \quad d = \mathbf{13cm}.$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,79 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,062 < 0,392 \quad \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_u=0.060 \rightarrow \beta=0.968$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14.79 \times 10^3}{0.968 \times 13 \times 348} = 3.37 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 4HA12 $A=4.52 \text{ cm}^2$, avec un espacement $St=25 \text{ cm}$.

-Armatures de répartition :

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

Soit une section de 4HA8 $A=2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St=25 \text{ cm}$.

3. vérifications à l'ELU :

a) vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :

$$A_{\min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b) vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.52 \times 1.42 + 1.53 = 19.30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{19.3 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.148 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa (fissuration préjudiciable)}$$

$\tau_u = 0.148 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) vérification de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{19.30 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.09 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

d) longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_c}{4 \times \tau_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.83} = 424.02 \text{ mm}$$

Soit $L_s = 45 \text{ cm}$.

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal

La longueur de recouvrement d'après le BAEL91(Art6.1.2.5.3) est fixée pour les aciers HA :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 42.402$$

$$L_c = 16.96 \text{ cm}$$

Soit $L_c = 17 \text{ cm}$.

e) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

➤ **Armatures principales :**

$$A_s \geq \frac{T_u}{\sigma_{st}} = \frac{19.30 \times 10^3}{348} = 55.45 \text{ mm}^2 = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.55 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition verifier .}$$

f) Vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = \frac{0,4}{\gamma_s} f_{ct28} \times 0,9 d \times b$$

$$= \frac{0,4}{1,15} \times 25 \times 0,9 \times 0,13 \times 1000 = 1017,39 \text{ KN}$$

$$V_u = 19.30 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1017,39 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition verifier .}$$

3) calcul à l'ELS :

combinaison de charges :

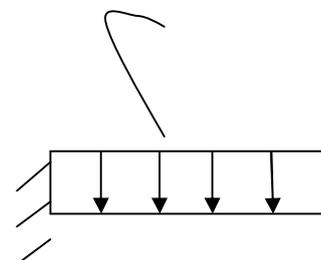
➤

$$q_s = G + Q$$

$$q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5,39 + 3,5 = 8,89 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = G_2 = 1,14 \text{ KN/ml}$$

q_{s1} q_{s2}



➤ **calcul des moments :**

$$M_s = \frac{q_{s1} \times l}{2} + q_{s2} \times l = 7.93 \text{ KN.m}$$

➤ **effort tranchant :**

$$T_u = q_{S1} \times l + q_{S2} = 13,76 \text{ KN}$$

4) vérification à l'ELS :

a) vérification des contraintes de compression de béton :

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

$$b_0 \frac{y^2}{2} - n A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 47,1 y - 612,3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 353,09 \Rightarrow y = 3,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = 5608,77 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y = \frac{7,93 \times 10^6}{56087700} \times 30,5 = 4,31 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifier}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

$$\Sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_{st}, \max(0,5 f_{st}, 110 \sqrt{n f_{c28}}) \right) = 226,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d - y) = 15 \frac{7,93 \times 10^6}{56087700} (130 - 30,5) = 211,01 \text{ MPa} < 266,6 \text{ MPa}$$

.....condition vérifier.

c) Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \frac{h}{L} = \frac{15}{142} = 0,10 > \frac{1}{22,5} = 0,044$$

$$2. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \frac{h}{L} = \frac{15}{142} = 0,10 > \frac{7,93}{15 \times 7,93} = 0,06$$

$$3. \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \frac{A}{b.d} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,003 < \frac{3,6}{400} = 0,009$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-5) Balcon :

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps de hauteur $h=1.00\text{m}$, en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par : $e_p \geq \frac{l}{10}$

(Avec L : largeur du balcon)

$$e_p = \frac{142}{10} = 14,5\text{cm} \quad \text{soit } e_p = 15\text{cm}$$

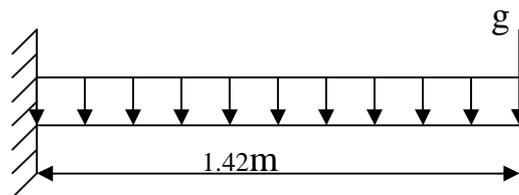


Schéma statique de calcul du balcon

❖ détermination des charges et surcharges :

a) charges permanentes :

Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale $G_{1\text{tot}}$			5.39

b) charge concentrée :

Nous considérons une bonde de 1m de longueur du balcon donc

- Poids propre de garde corps : **0,2KN/ml**
- Enduit en plâtre ($2\text{cm} \times 2\text{cm}$) = **0,04KN/ml**
- Poids de mur brique creuse : **0,9KN/ml**

$$G_{2\text{tot}} = \mathbf{1,14KN/ml}$$

c) surcharges d'exploitation :

$$Q = \mathbf{3,5KN/ml}$$
 (uniformément répartie)

❖ Calcul à l'ELU :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. la section dangereuse est situé au niveau de l'encastrement.

1. combinaison de charges :

La dalle : $q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q = 1,35 \times 5,39 + 1,5 \times 3,5 = 12,52KN/ml$

Le garde corps : $q_{u2} = 1,35G_2 = 1,35 \times 1,14 = 1,53KN/ml$

Calcul de moment :

$$M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + q_{u2} \times l = 14,79KN/ml$$

L'effort tranchant : $T_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 19,30KN$

2. Calcul de la section d'armature :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m en flexion simple

-Armatures principal :

$M_u = 14,79KN/ml$

$b = 100cm$. $d = 13cm$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,79 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,062 < 0,392 \text{ section simplement armée.}$$

$\mu_u = 0,060 \rightarrow \beta = 0,968$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,79 \times 10^3}{0,968 \times 13 \times 348} = 3,37cm^2$$

Soit une section de 4HA12 $A = 4,52cm^2$, avec un espacement $St = 25cm$.

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13cm^2$$

Soit une section de 4HA8 $A = 2,01cm^2$ avec un espacement $St = 25cm$.

3. vérifications à l'ELU :

a) vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :

$$A_{min} = 0,23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57cm^2$$

$A_s = 4,52cm^2 > A_{min} = 1,57cm^2$ condition vérifiée.

b) vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,52 \times 1,42 + 1,53 = 19,30KN$

$$\tau_u = \frac{19,3 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,148Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{Mpa} \right\} = 3,33 \text{Mpa} (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = 0,148 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) vérification de l'adhérence des barres (Art6.13/BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{mm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{19.30 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.09 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.09 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d) longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.83} = 424.02 \text{mm}$$

Soit $L_s = 45 \text{cm}$.

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal

La longueur de recouvrement d'après le BAEL91 (Art6.1.2.5.3) est fixée pour les aciers HA :

$$L_e = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.402$$

$$L_e = 16.96 \text{cm}$$

Soit $L_e = 17 \text{cm}$.

e) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

➤ **Armatures principales :**

$$A_s \geq \frac{T_u}{\sigma_{st}} = \frac{19.30 \times 10^3}{348} = 55.45 \text{mm}^2 = 0,55 \text{cm}^2$$

$$A_s = 3,14 \text{cm}^2 > 0,55 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

f) Vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = \frac{0,4}{\gamma_s} f_{ct28} \times 0,9d \times b$$

$$= \frac{0,4}{1,15} \times 25 \times 0,9 \times 0,13 \times 1000 = 1017,39 \text{KN}$$

$V_u = 19.30 \text{KN} < \bar{V}_u = 1017,39 \text{KN}$ condition verifier.

3) calcul à l'ELS :

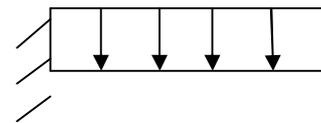
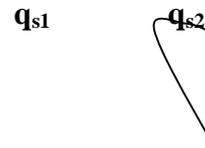
combinaison de charges :

➤

$$q_s = G + Q$$

$$q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5,39 + 3,5 = 8,89 \text{KN/ml}$$

$$q_{s2} = G_2 = 1,14 \text{KN/ml}$$



➤ **calcul des moments :**

$$M_s = \frac{q_{s1} \times l}{2} + q_{s2} \times l = 7.93 \text{KN.m}$$

➤ **effort tranchant :**

$$T_u = q_{s1} \times l + q_{s2} = 13.76 \text{KN}$$

4) vérification à l'ELS :

a) vérification des contraintes de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{ct28} = 15 \text{MPa}$$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - nA_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 47,1y - 612,3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 353,09 \Rightarrow y = 3,05 \text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s(d - y)^2$$

$$I = 5608,77 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y = \frac{7.93 \times 10^6}{56087700} \times 30,5 = 4.31 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \text{condition verifier}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_{st}, \max(0,5 f_{st}, 110 \sqrt{n f_{ct28}}) \right) = 226,67 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d - y) = 15 \frac{7.93 \times 10^6}{56087700} (130 - 30,5) = 211,01 \text{MPa} < 266,6 \text{MPa}$$

.....condition verifier.

c) Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$4. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \frac{h}{L} = \frac{15}{142} = 0,10 > \frac{1}{22,5} = 0,044$$

$$5. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \frac{h}{L} = \frac{15}{142} = 0,10 > \frac{7,93}{15 \times 7,93} = 0.06$$

$$6. \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_s} \frac{A}{b.d} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,003 < \frac{3,6}{400} = 0,009$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité qui peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

❖ Vérification de la participation massique:

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Mode	période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,745812	67,4217	0,0047	0	67,4217	0,0047	0
2	0,686011	0,007	65,4556	0	67,4287	65,4602	0
3	0,532521	0,01006	0,1337	0	67,5292	65,594	0
4	0,200027	16,7263	0,0001	0	84,2555	65,594	0
5	0,157032	0,0002	18,8296	0	84,2556	84,4236	0
6	0,124988	0,0084	0,0561	0	84,264	84,4797	0
7	0,091453	6,7169	0	0	90,9809	84,4797	0
8	0,073455	0,0149	0	0	90,9958	84,4797	0
9	0,066584	0	7,329	0	90,9958	91,8087	0
10	0,055171	0,0089	0,0002	0	91,0047	91,8087	0
11	0,053568	3,2315	0,0039	0	94,2362	91,8128	0
12	0,053543	0,3395	0,0401	0	96,5721	91,8529	0

participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.

❖ **Vérification de l'effort tranchant à la base:**

❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone.
- **R** : structure contreventé par voiles porteurs.
- **W** : poids total de la structure
- **D** :facteur d'amplification dynamique

✓ **Calcul de Q** : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Pq: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non »

1) Régularité en plan :

-Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition vérifiée.**

- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des Contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans

leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$S_e = 489m^2 \rightarrow 0.15 * 489 = 73.35m^2$$

$$S_o = 21.07m^2 \rightarrow S_o < S_e \text{ Condition vérifiée.}$$

La régularité en plan est vérifiée $P_{1x} = P_{1y} = 0$

2) Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation..... **Condition vérifiée.**

-Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou Diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment..... **Condition vérifiée.**

La régularité en élévation est vérifiée $P_{2x} = P_{2y} = 0$

3) Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Suivant **x-x** : **Condition non vérifiée. $P_{3x} = 0.05$**

Suivant **y-y** : **Condition vérifiée. $P_{3y} = 0.0$**

4) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5

Suivant **x-x** : **Condition non vérifiée. $P_{4x} = 0.05$**

Suivant **y-y** : **Condition vérifiée. $P_{4y} = 0$**

5) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le **séisme de 2003**

$$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0$$

Conclusion :

$$Q_x = 1.10 \text{ et } Q_y = 1.10$$

✓ **Calcul de facteur d'amplification dynamique D :**

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7.Art3.3 RPA99/ version 2003).

La nature du sol : meuble (site S3) $\Rightarrow T_2 = 0,50s$

η : Facteur de correction d'amortissement. $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,70$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2. RPA99/version 2003).

$$\xi=7\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,7 \Rightarrow \eta = 0,77$$

T : Période fondamentale de la structure.

Avec :

$$T_{\text{empirique}} = \min\left(0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}; c_t h_n^{3/4}\right).$$

- **Sens x-x :**

$$T_{\text{empirique}} = 0,564s \quad (D=28,85m \ ; \ C_t=0,05 \ ; \ h_n=33,66m)$$

$$T_{\text{numérique}} = 1,3 \times 0,564 = \mathbf{0,733s}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ s} \leq \mathbf{T = 0,733s} \leq 3,00s$$

$$D_x = 2,5\eta \left(\frac{0,50}{0,733} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,49$$

- **Sens y-y :**

$$T_{\text{empirique}} = 0,6985s \quad (D=16,95).$$

$$T_{\text{numérique}} = 1.3 \times 0.6985 = \mathbf{0.908s}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s} \leq \mathbf{T = 0.908s} \leq 3.00s$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{0.50}{0.908} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.30$$

Conclusion :

$$\mathbf{A = 0.15}$$

$\mathbf{R = 4}$ (portique contreventé par des voiles).

$\mathbf{W = 36978.28 KN}$ (poids total de la structure)

$\mathbf{D_x = 1.49}$ (facteur d'amplification dynamique).

$\mathbf{D_y = 1.30}$ (facteur d'amplification dynamique).

Application numérique :

$$\mathbf{V_x = 2272,77.KN.}$$

$$\mathbf{V_y = 1982,96.KN}$$

$\mathbf{V_{x\text{dyn}} = 2270,93 > 80\% V_x = 1818,21KN}$Condition vérifiée.

$\mathbf{V_{y\text{dyn}} = 2328,02 > 80\% V_y = 1586.36KN}$Condition vérifiée.

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base \mathbf{V} obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente \mathbf{V} .

❖ Justification du système de contreventement :

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** ».

➤ Charges sismiques reprise par les portiques:

Sens xx : 234.196 KN (11.87%)

Sens yy : 111.16KN (5.29%)

➤ Charges sismiques reprise par les voiles :

Sens xx : 1738.504KN (88.13%)

Sens yy: 1988.33 KN (94.70%)

Conclusion :

Le pourcentage des charges sismiques revenants aux voiles est supérieur celle des portiques (dans les deux sens), donc d'après le RPA 9 modifiée 2003, la structure est contreventée par voile.

❖ **Vérification des déplacements relatifs :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage

Niveau	R	$\delta_k x(m)$	$\delta_k Y(m)$	$\Delta_k x (m)$	$\Delta_k Y(m)$	1%h (m)	vérification
10	4	0,0173	0,0155	0,0017	0,0017	0,0306	CV
9	4	0,0156	0,0138	0,0017	0,0018	0,0306	CV
8	4	0,0139	0,012	0,0019	0,0017	0,0306	CV
7	4	0,012	0,0103	0,0019	0,0018	0,0306	CV
6	4	0,0101	0,0085	0,002	0,0018	0,0306	CV
5	4	0,0081	0,0067	0,0019	0,0017	0,0306	CV
4	4	0,0062	0,005	0,0018	0,0015	0,0306	CV
3	4	0,0044	0,0035	0,0017	0,0013	0,0306	CV
2	4	0,0027	0,0022	0,0013	0,0011	0,0306	CV
1	4	0,0014	0,0011	0,001	0,0008	0,0306	CV
RDC	4	0,0004	0,0003	0,0004	0,0003	0,0306	CV

❖ **Vérification de l'excentricité du centre de torsion :**

➤ **l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux

valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = e_y = 0.05 \times 28.85 = 1.44 \text{ m}$

b) Excentricité théorique :

$$E_x = CM_x - CR_x$$

$$E_y = CM_y - CR_y$$

➤ Sens x - x :

Niveau	XCM	XCR	CR-CM	5%Lx	vérification
1	14.246	14.25	-0.017	1.44	CV
2	14.263	14.275	0.012	1.44	CV
3	14.25	14.345	0.095	1.44	CV
4	14.25	14.345	0.125	1.44	CV
5	14.25	14.38	0.13	1.44	CV
6	14.25	14.373	0.123	1.44	CV
7	14.25	14.363	0.113	1.44	CV
8	14.25	14.352	0.102	1.44	CV
9	14.25	14.342	0.092	1.44	CV
10	14.25	14.332	0.082	1.44	CV
11	14.25	14.323	0.073	1.44	CV

➤ Sens Y - Y :

Niveau	YCM	YCR	CR-CM	5%Lx	vérification
1	8.306	8.291	-0.015	1.44	CV
2	8.308	8.27	-0.038	1.44	CV
3	8.313	8.257	-0.056	1.44	CV
4	8.313	8.247	-0.066	1.44	CV
5	8.313	8.241	-0.071	1.44	CV
6	8.313	8.241	-0.072	1.44	CV
7	8.313	8.241	-0.072	1.44	CV
8	8.313	8.243	-0.07	1.44	CV
9	8.313	8.244	-0.069	1.44	CV
10	8.268	8.246	-0.022	1.44	CV
11	8.248	8.248	-0.043	1.44	CV

❖ Vérification de l'effet P-Delta :

Niveau	$P_k(KN)$	$\Delta_{KX}(m)$	$\Delta_{KY}(m)$	$V_{KX}(KN)$	$V_{KY}(KN)$	$h_k(m)$	θ_{KX}	θ_{KY}
11	3185.46	0.0017	0.0017	412.46	439.73	3.06	0.0042906	0.00402452
10	3107.19	0.0017	0.0018	740.66	797.07	3.06	0.00233065	0.0022931

9	3079.44	0.0019	0.0017	999.41	1066.90	3.06	0.0019132	0.00160352
8	3079.44	0.0019	0.0018	1220.91	1299.58	3.06	0.0015661	0.00139386
7	3079.44	0.002	0.0018	1408.17	1497.94	3.06	0.00142931	0.00120928
6	3079.44	0.0019	0.0017	1567.68	1662.42	3.06	0.00121968	0.0010291
5	3183.00	0.0018	0.0015	1702.86	1802.08	3.06	0.00109953	0.00086583
4	3182.99	0.0017	0.0013	1815.59	1916.12	3.06	0.00097397	0.00070572
3	3345.18	0.0013	0.0011	1905.00	2008.98	3.06	0.00074601	0.00059857
2	3341.07	0.001	0.0008	1972.82	2082.57	3.06	0.00055345	0.00041943
1	3481.64	0.0004	0.0003	2007.01	2120.38	3.06	0.00022676	0.00016098

Introduction :

Le calcul se fera en **flexion composées** sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.

Recommandation du RPA 2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

❖ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton :

- Poteaux 40x45 : $A_{s\ min} = 14,4\text{cm}^2$.
- Poteaux 35x35 : $A_{s\ min} = 9,8\text{cm}^2$.
- Poteaux 30x30 : $A_{s\ min} = 7,2\text{cm}^2$.

❖ Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

➤ **Zone courante :**

- Poteaux 40x45 : $A_{s\ max} = 108\text{cm}^2$
- Poteaux 35x35 : $A_{s\ max} = 73,5\text{cm}^2$.
- Poteaux 30x30 : $A_{s\ max} = 54\text{cm}^2$.

➤ **Zone de recouvrement :**

- Poteaux 40x45 : $A_{s\ max} = 72\text{cm}^2$.
- Poteaux 35x35 : $A_{s\ max} = 42\text{cm}^2$.

Poteaux 30x30 : $A_{s\ max} = 36\text{cm}^2$.

➤ **Conventions:**

Ferrailage :

As₂: armatures dans le sens yy.

As₃: armatures dans le sens xx.



➤ **Ferrailage des poteaux (40x45):**

		Etat limite ultime	
Poteau (40x45)	N _{Cmax} = 1856.9 KN		
	M ₃ = 23.237KN.m	M ₂ = 24.378KN.m	
	As ₃ = 0.00cm ²	As ₂ = 0.00cm ²	

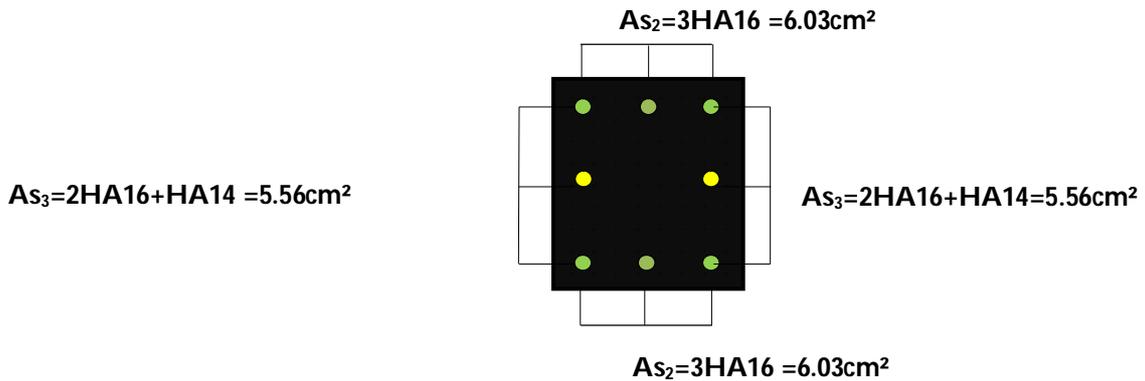
- P (40x45) :

Sens xx : $As_{3\ max} = 0.00\ \text{cm}^2$

Sens yy: $As_{2\ max} = 0.00\ \text{cm}$

Les poteaux **(40x45)** seront ferrailés avec la section minimale du RPA
 $A_{s\ min} = 14.40\ cm^2$.

On opte pour le ferrailage suivant :



La section totale de **6HA16+2HA14 = 15.14cm²** est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s\ min} = 14.40\ cm^2$).

➤ **Ferrailage des poteaux (35x35):**

Poteau (35x35)	Etat limite ultime	
	$N_{Cmax} = 1281.37\ KN$	
	$M_3 = 23.713\ KN.m$	$M_2 = 27.067\ KN.m$
	$A_{s3} = 0.00\ cm^2$	$A_{s2} = 0.00\ cm^2$

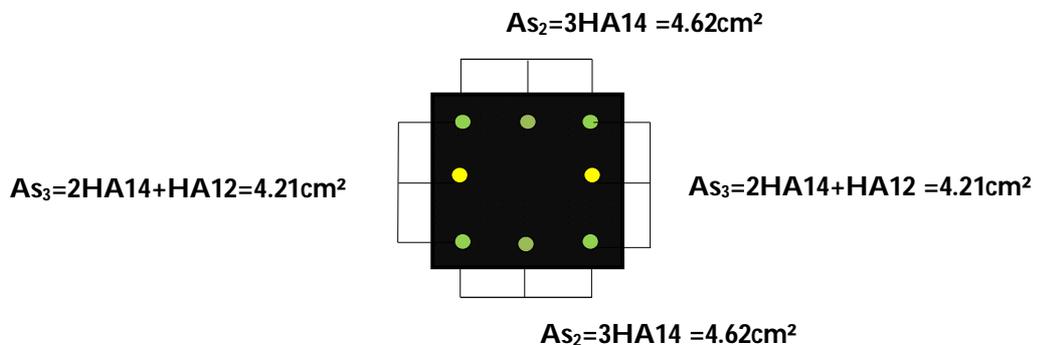
- **P (35x35) :**

Sens xx : $A_{s3\ max} = 0.00\ cm^2$

Sens yy: $A_{s2\ max} = 0.00\ cm$

Les poteaux **(35x35)** seront ferrailés avec la section minimale du RPA
 $A_{s\ min} = 9.80\ cm^2$.

On opte pour le ferrailage suivant :



La section totale de **6HA14+2HA12 = 11.49cm²** est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s\ min} = 9.80\ cm^2$).

➤ **Ferrailage des poteaux (30x30):**

		Etat limite ultime	
		Poteau (30x30)	
M ₃ = 30.04KN.m	M ₂ = 33.039KN.m		
A _{s3} = 0.00cm ²	A _{s2} = 0.00cm ²		

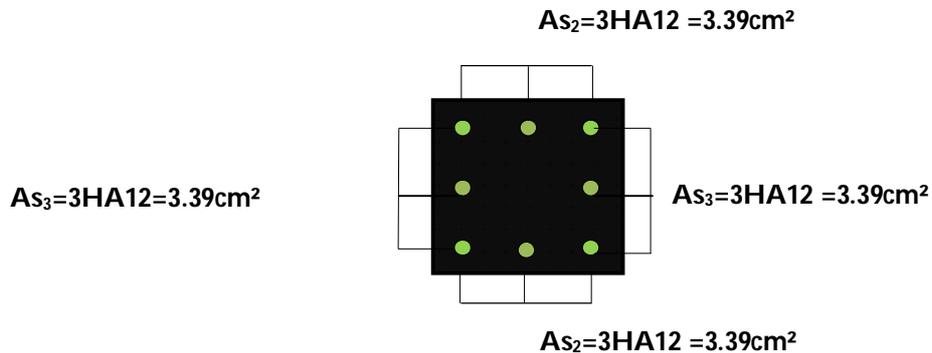
- P (30x30) :

Sens xx : A_{S3max} = 0.00 cm²

Sens yy: A_{S2max} = 0.00 cm

Les poteaux (30x30) seront ferrailés avec la section minimale du RPA
A_{s min}= 7.20 cm².

On opte pour le ferrailage suivant



La section totale de 8HA12 = 9.05cm² est supérieur à la section minimale exigé par le RPA (A_{s min}= 7.20 cm²).

❖ Vérification à L'ELS:

- **État limite d'ouvertures des fissures:**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible

- **Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348\text{Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ Mpa}$

On a deux cas à vérifiées, en flexion composée et à l'ELS

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → la section est entièrement comprimée.

-
B₀ = b × h + n (A_s + A'_s).

La section homogène est :

$$V_1 = I = \frac{1}{B_0} \left(\frac{bh^2}{2} + 15(As.c + As.d) \right) \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_2 - C)^2 - A'_s (V_1 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

Puisque $S_{b1} > S_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l'ELS.

M_s : moment fléchissant à l'ELS.

B_0 : section homogénéisée.

$$B_0 = b \times h + 15 A'_s.$$

• Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ \longrightarrow la section est entièrement comprimée.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \quad \text{avec} \quad I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

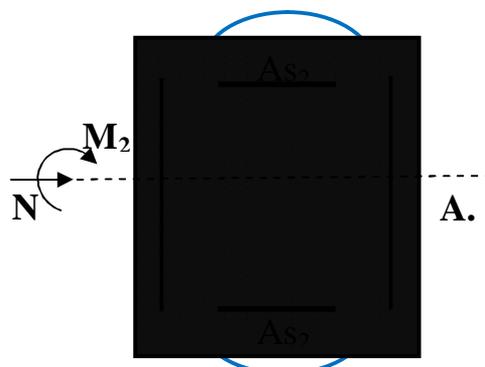
$c = \frac{h}{2} - e$: Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3-3 et

2-2.

➤ Sens 2-2:

Section comprimée



Section tendue

La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus : $A_{S2\text{adopté}}$.

Aciers comprimés : $A_{S2\text{adopté}}$.

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

Remarque :

Le même raisonnement sera suivi pour le sens 3-3.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Les contraintes précédées d'un signe négatif sont des tractions.

- **Poteaux P (40x45):**

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans les tableaux suivant :

➤ **Sens 3-3 :**

Combinais	N(KN)	M ₃ (K.m)	A _{S3} (cm ²)	obs	σ_{bs} (Mpa)	σ_{ss} (Mpa)	σ_{bi} (Mpa)	σ_{si} (Mpa)
N _{ma} -M ₃	1348.37	16.884	5.56+5.56	SEC	7.5	86.5	5.7	112.3

➤ **Sens 2-2 :**

Combinais	N(KN)	M ₂ (K.m)	A _{S2} (cm ²)	obs	σ_{bs} (Mpa)	σ_{ss} (Mpa)	σ_{bi} (Mpa)	σ_{si} (Mpa)
N _{ma} -M ₂	1348.37	17.637	6.03+6.03	SEC	7.5	85.9	5.6	112.9

- **Poteaux P (35x35):**

➤ **Sens 3-3 :**

Combinais	N(KN)	M ₃ (K.m)	A _{S3} (cm ²)	obs	σ_{bs} (Mpa)	σ_{ss} (Mpa)	σ_{bi} (Mpa)	σ_{si} (Mpa)
N _{ma} -M ₃	930.43	17.251	4.21+4.21	SEC	8.5	76	4.9	124.6

➤ **Sens 2-2 :**

Combinais	N(KN)	M ₂ (K.m)	A _{S2} (cm ²)	obs	σ _{b_s} (Mpa)	σ _{s_s} (Mpa)	σ _{b_i} (Mpa)	σ _{s_i} (Mpa)
N _{ma} -M ₂	930.43	19.587	4.62+4.62	SEC	8.8	72.7	4.9	127.9

• **Poteaux P (30x30):**

➤ **Sens 3-3 :**

Combinais	N(KN)	M ₃ (K.m)	A _{S3} (cm ²)	obs	σ _{b_s} (Mpa)	σ _{s_s} (Mpa)	σ _{b_i} (Mpa)	σ _{s_i} (Mpa)
N _{ma} -M ₃	981.84	21.891	3.39+3.39	SEC	13.3	95.5	5.9	191.5

➤ **Sens 2-2 :**

Combinais	N(KN)	M ₂ (K.m)	A _{S2} (cm ²)	obs	σ _{b_s} (Mpa)	σ _{s_s} (Mpa)	σ _{b_i} (Mpa)	σ _{s_i} (Mpa)
N _{ma} -M ₂	981.84	23.953	3.39+3.39	SEC	13.6	90.9	5.5	196.1

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

❖ **Vérification contraintes tangentielles** (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau}_{bc} = \rho_d * f_{c28}$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à **0.075**.

$$\bar{\tau}_{bc} = 1.875 \text{ Mpa.}$$

• **Poteaux 1 (40x45)**

➤ **Sens 3-3 :**

$$\tau_u = \frac{17.23 \times 10^3}{400 \times 430} = 0.10 \text{ MPa}$$

➤ **Sens 2-2 :**

$$\tau_u = \frac{16.44 \times 10^3}{450 \times 380} = 0.10 \text{ MPa}$$

• **Poteaux 1 (35x35)**

➤ **Sens 3-3 :**

$$\tau_u = \frac{18.77 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.164 \text{ MPa}$$

➤ **Sens 2-2 :**

$$\tau_u = \frac{16.22 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.160 \text{ MPa}$$

- **Poteaux 1 (30x30)**

➤ **Sens 3-3 :**

$$\tau_u = \frac{23.95 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.28 \text{ MPa}$$

➤ **Sens 2-2 :**

$$\tau_u = \frac{20.64 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.24 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

❖ **Condition de non fragilité .**

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

- **Poteaux P (40x45):**

➤ **Sens 3-3 :**

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M _{3 max}	1348.37	16.884	1.25	5.67	18.71

➤ **Sens 2-2 :**

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M _{2 max}	1348.37	17.637	1.30	5.7	18.71

- **Poteaux P (35x35):**

➤ **Sens 3-3 :**

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M _{3 max}	930.43	17.251	1.85	4.26	14.19

➤ **Sens 2-2 :**

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M _{2 max}	930.43	19.587	2.10	4.58	14.19

- **Poteaux P (30x30):**

- **Sens 3-3 :**

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	es(cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M _{3 max}	981.84	21.891	2.22	3.6	11.81

- **Sens 2-2 :**

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	es(cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M _{2 max}	981.84	23.953	2.4	2.95	11.81

- ❖ **Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour **4HA8= 2.01cm²**.

- **Espacement armatures transversales:**

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u: Effort tranchant de calcul

h₁: Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée

est supérieur ou égal à 5 et à **3,75** dans le cas contraire.

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élançement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

- **Elançement géométrique du poteau :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{e} \text{ Avec : } l_f = 0.707 l_0 = 0.707 (4.00 - 0.20) = 2.68$$

L'élançement géométrique est égal à 2.68/0.40 = **6.70**.

La section d'armatures transversale est égal à **A_t=2.01cm²**

L'effort tranchant max est égale à **V_u=23.95 KN**.

- **Application numérique :**

$$t = \frac{A_t \cdot h_1 \cdot f_c}{\rho \cdot v_u} = \frac{201.45.400}{2,5.23,95.10^3} = 60.42 \text{ cm}$$

➤ **Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «**S_t**» des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_{l^{\min}}, 15 \text{ cm}) \leq (12 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

On adopte **S_t = 10 cm**.

- **En zone courante :**

$$S_t' \leq 15 \varnothing_{l^{\min}} \leq 18 \text{ cm}$$

On adopte **S_t = 15 cm**.

➤ **Quantité d'armatures transversales minimale du RPA:**

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

- **Poteaux 1 :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

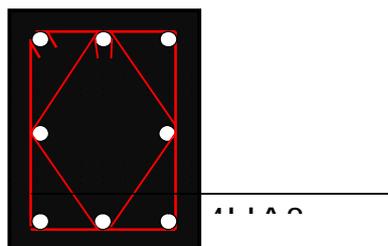
- **Poteaux 2 :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux 3 :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales seront disposé comme montré dans les schémas suivants :



Les crochets ont une longueur de **8cm**.

Introduction :

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Recommandations du RPA :

❖ Pourcentage total minimum :

$A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$, en toute section.

- **Poutres principales PP (30.35) :** $A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires PS (30.30) :** $A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$.

❖ Pourcentage total maximum

$A_{\max} = 4\% (b \times h) \rightarrow$ En zone courante,

$A_{\max} = 6\% (b \times h) \rightarrow$ En zone de recouvrement.

- **Poutres principales PP:**

- Zone courante : $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$.

- **Poutres secondaires PS:**

- Zone courante : $A_{\max} = 36 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$.

1. Etapes de calcul de ferrailage :

1) Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

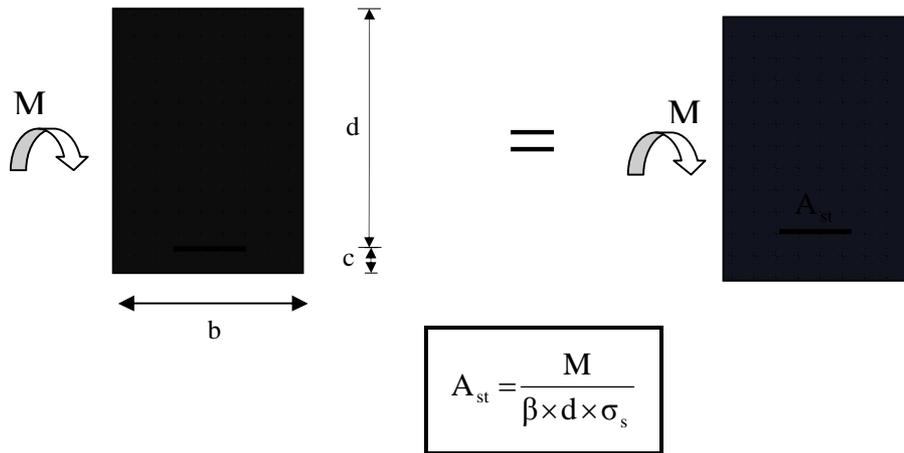
2) Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

3) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

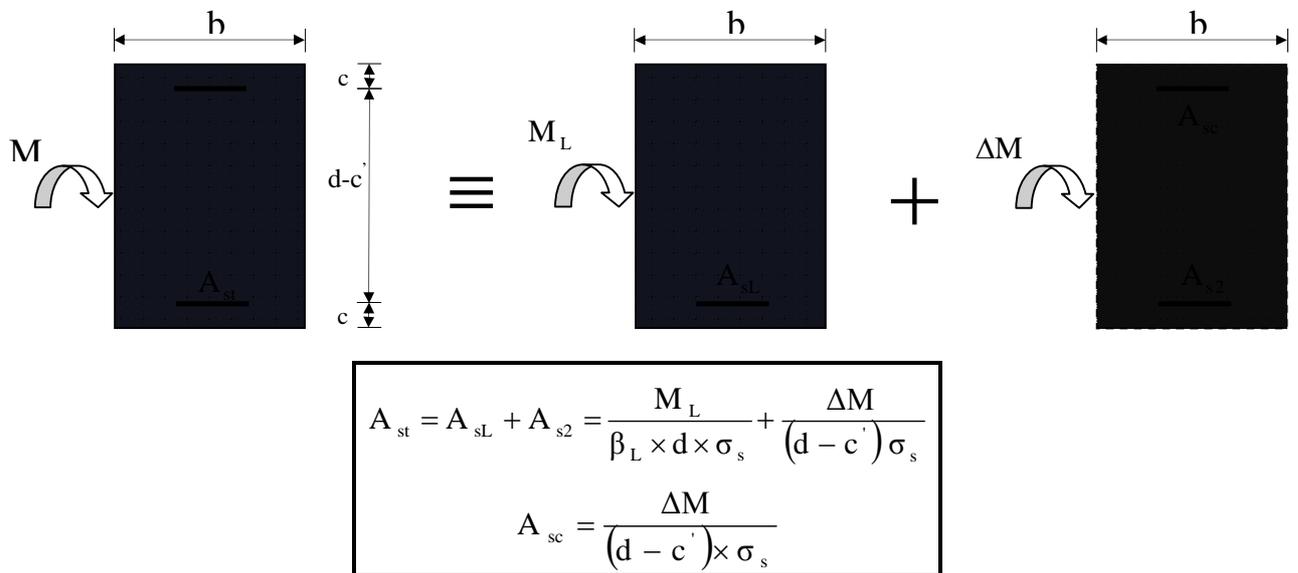
➤ **1er cas :** $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (**SSA**)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.



➤ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (**SDA**)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



❖ **Ferraillage des poutres :**

Poutres Principale

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

➤ **Ferraillage en travée :**

Niv	M _{elu} (KN.m)	μ	observation	A _{selu} (cm ²)	Ferrailage	A _s adopté (cm)
1	48.504	0.104	SSA	4.469	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
2	47.857	0.103		4.407	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
3	47.996	0.103		4.420	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
4	47.987	0.103		4.419	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
5	47.817	0.103		4.403	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
6	47.541	0.102		4.376	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
7	47.00	0.101		4.325	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
8	46.622	0.100		4.287	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
9	46.372	0.100		4.262	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
10	45.985	0.099		4.226	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
11	46.756	0.101		4.296	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01

➤ Ferrailage en appui :

Niv	M _{elu} (KN.m)	μ	observation	A _{selu} (cm ²)	Ferrailage	A _s adopté (cm ²)
1	80.229	0.173	SSA	7.72	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
2	82.287	0.177		7.95	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
3	84.984	0.183		8.23	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
4	93.767	0.202		9.21	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
5	96.66	0.208		9.54	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
6	102.857	0.222		10.25	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
7	105.484	0.227		10.56	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
8	107.643	0.232		10.82	3HA16+3HA16 (chapeaux)	12.06
9	109.341	0.236		11.03	3HA16+3HA16 (chapeaux)	12.06
10	110.335	0.238		11.14	3HA16+3HA16 (chapeaux)	12.06
11	111.434	0.240		11.26	3HA16+3HA16 (chapeaux)	12.06

Conclusion :

Les poutres principales seront ferrillées comme suit :

Du 1^{er} au 11^{ème} étage :

En travée : **3HA14 filantes+3HA12 en chapeaux**

Du 1^{er} au 7^{ème} étage :

En appui : **3HA16 filantes + 3HA14 en chapeaux** au niveau des appuis.

Du 8^{er} au 11^{ème} étage :

En appui : **3HA16 filantes + 3HA16 en chapeaux** au niveau des appuis.

1) Vérifications des sections minimales pour les poutres principales :

❖ **Condition de non fragilité :** (Art A.4.2 /BAEL91)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :** (Art 7.5.2.1/RPA2003):

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

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h) = 5.25 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La **section minimale** adoptée est égale à 3HA16+3HA14=10.65cm², elle est **supérieure** aux sections minimales exigées par les règlements.

Poutres secondaires

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces sismiques, dans ce cas le RPA exige des **armatures symétriques** avec une section **en travée** au moins égale à **la moitié de la section sur appui**

➤ **Ferraillage en travée :**

Niv	M _{elu} (KN.m)	μ	observation	A _{s,elu} (cm ²)	Ferraillage	A _{s,adopté} (cm)
1	6.993	0.021		0.73	3HA12	3.39
2	6.952	0.021		0.72	3HA12	3.39

3	7.903	0.024	SSA	0.82	3HA12	3.39
4	9.081	0.027		0.95	3HA12	3.39
5	10.128	0.030		1.06	3HA12	3.39
6	11.731	0.035		1.23	3HA12	3.39
7	12.94	0.039		1.36	3HA12	3.39
8	13.985	0.042		1.47	3HA12	3.39
9	14.777	0.044		1.55	3HA12	3.39
10	16.499	0.050		1.74	3HA12	3.39
11	17.432	0.056		1.97	3HA12	3.392

➤ **Ferrailage en appui :**

Niv	M _{elu} (KN.m)	μ	observation	A _{seu} (cm ²)	Ferrailage	A _{s adopté} (cm ²)
1	10.235	0.031	SSA	1.07	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
2	13.633	0.041		1.43	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
3	15.560	0.047		1.64	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
4	18.440	0.055		1.95	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
5	20.359	0.061		2.16	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
6	22.388	0.067		2.38	3HA12+3HA12(chapeaux)	6.78
7	25.143	0.075		2.69	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
8	27.283	0.082		2.93	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
9	28.216	0.085		3.03	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
10	34.336	0.103		3.73	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
11	18.628	0.056		1.97	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78

Conclusion :

Poutres secondaires seront ferraiillées comme suit :

Du 1^{er} au 11^{ème} étage :

En travée : **3HA12 filantes**

Du 1^{er} au 11^{ème} étage :

En appui : **3HA12 filantes + 3HA12 en chapeaux** au niveau des appuis.

❖ **Condition de non fragilité :** (Art A.4.2 /BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 28 \times 2,1}{400} = 1,01 \text{ cm}^2$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :**(Art 7.5.2.1/RPA2003):

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 4,5 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La **section minimale** adoptée est égale à 3HA12+3HA12=6.78cm², elle est **supérieure** aux sections minimales exigées par le RPA et le BAEL.

❖ **Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentés :**(BAEL91.art A.5.1)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

➤ **Poutres secondaires PP :**

$$\tau_u = \frac{109,96 \times 10^3}{300 \times 330} = 1,11 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres secondaires PS :**

$$\tau_u = \frac{27,04 \times 10^3}{300 \times 2800} = 0,32 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**(BAEL91.art A.5.1.21)

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Poutres principales PP : $\tau_u = 1,11 \text{ Mpa} \leq 3,33 \text{ Mpa}$Condition vérifiée

Poutres secondaires PS : $\tau_u = 0,32 \text{ Mpa} \leq 3,33 \text{ Mpa}$Condition vérifiée

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui** (BAEL91art 5.1.32) :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales PP :

$$T_u = 109.96\text{KN} < \bar{T}_u = 0.4x \frac{0.9x0.30x0.33x25x10^3}{1.15} = 774.78\text{kN}$$

Poutres secondaires PS :

$$T_u = 27.40\text{KN} < \bar{T}_u = 0.4x \frac{0.9x0.33x0.28x25x10^3}{1.15} = 657.39\text{kN}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ On doit prolonger au delà de l'appareil de

l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$\text{D'où } A_s \geq \frac{1.15}{f_s} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

➤ **Poutres principales PP:**

$$109.96 - \frac{111.434}{0.9x0.33} = -265.238 < 0$$

➤ **Poutres principales PS :**

$$27.40 - \frac{34.336}{0.9x0.28} = -108.85 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de l'entraînement des barres (BAEL91 art. A6.13) :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{Mpa.}$$

U_i : périmètre utile des barres.

➤ **Poutres principales PP:** 3HA14 → $U_i = 13.18\text{cm}$.

$$\tau_{se} = \frac{111.434}{0.9 \times 33 \times 13.18} = 0.28\text{Mpa}$$

➤ **Poutres principales PS:** 3HA12 → $U_i = 11.30\text{cm}$

$$\tau_{se} = \frac{34.336}{0.9 \times 28 \times 11.30} = 0.12 \text{ Mpa}$$

❖ **Longueur de scellement droit des barres :**

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation : $\tau_s = 0.6 \Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa}$.

Pour les HA12 : $l_s = 45.00 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $l_s = 50.00 \text{ cm}$.

Pour les HA16 : $l_s = 60.00 \text{ cm}$.

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

Pour les HA12 : $l_s = 18.00 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $l_s = 20.00 \text{ cm}$.

Pour les HA16 : $l_s = 25.00 \text{ cm}$.

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(8.57 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 30 \text{ mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

❖ **Espacement max des armatures transversales :** (Art A.5.1,22 / BAEL91)

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

$$s_t \leq \min(25.2 ; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm}.$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers transversales** (Art 7.5.2.2/RPA2003):

➤ **Poutres principales :**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.4\right\}\right) = \min(8.75\text{cm}; 14.4\text{cm}) = \mathbf{8.75\text{cm}}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(25.2\text{cm}; 8.75) = 8.75\text{cm}$.

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

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}.$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(25.2\text{cm}; 17.5\text{cm}) = 17.5\text{cm}$

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

➤ **Poutres secondaires :**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{30}{4}; 12 \times 1.2\right\}\right) = \min(7.5 \text{ cm}; 14.4\text{cm}) = \mathbf{7.5 \text{ cm}}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(25.2\text{cm}; 7.5\text{cm}) = 7.5\text{cm}$.

On opte pour **$S_t \max = 7 \text{ cm}$** .

- **Zone courante :**

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

Soit : $S_{t \max} \leq \min(25.2\text{cm}; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$

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

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales PP₁ : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$; $h' = 90\text{cm}$.

❖ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰} S_t \times b$$

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \ll A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2$$

-Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

➤ **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- 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.
- À $\frac{1}{4}$ 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 prolongées 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.

❖ **Vérification à L'ELS :**

➤ **Etat d'ouverture des fissures :**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes

admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq 0.6f_{c28} = \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 d}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Poutres principales PP:**

- **Du 1^{er} au 7^{ème} étage :**

Moments max à l'ELS	Ferraillage (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)
-------------------------------	-----------------------------------	----------	-----------	-------	---------------------	---------------------

En travée	37.097	8.01	0.809	0.871	23.76	161.07	6.75
En appui	76.358	10.65	1.076	0.857	19.96	253.54	12.71

- Du 8^{er} au 11^{ème} étage :

	Moments max à l'ELS	Ferraillage (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)
En travée	33.728	8.01	0.809	0.871	23.76	146.44	6.14
En appui	80.691	12.06	1.218	0.850	18.33	238.42	12.94

- Poutres secondaires :

	Moments max à l'ELS	Ferraillage e (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)
En travée	12.661	3.39	0.404	0.902	36.02	147.8	4.08
En Appui	24.913	6.78	0.807	0.871	23.76	150.59	6.3

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.....condition vérifiée.

- **Etat limite de déformation :**

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

- **Calcul de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

- Sens longitudinal, la flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3600}{500} = 7,2 \text{ mm}$$

- Sens transversal, la flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4200}{500} = 8,4 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche est :

$$\bar{f} = \frac{M_s \times L^2}{10.E_v.I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec :

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

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures). $\rho = \frac{a}{b_0 \cdot d}$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad (\text{Voir l'état limite de résistance du béton en compression}).$$

Calcul des coefficients : $\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0,0072}{\rho}$

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

➤ **Vérification de la flèche dans les poutres Principales :**

Le calcul de la flèche sera fait pour la poutre le plus défavorable.

Niveaux	Ms (KN.m)	L(cm)	Ev (Mpa)	As (cm²)	ρ	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	Io (cm4)	Irv (cm4)	f (mm)	obs.
1	37.097	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	142.63	0.453	136053.54	101802.11	10.19	CV
2	34.629	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	133.14	0.427	136053.54	103722.75	9.33	CV
3	34.729	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	133.52	0.428	136053.54	103639.88	9.37	CV
4	34.72	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	133.49	0.428	136053.54	103647.32	9.37	CV
5	34.597	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	133.02	0.426	136053.54	103749.36	9.32	CV
6	34.394	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	132.24	0.424	136053.54	103919.27	9.25	CV
7	34.009	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	130.76	0.420	136053.54	104246.81	9.12	CV
8	33.728	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	129.68	0.416	136053.54	104490.35	9.03	CV

9	33.446	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	128.59	0.413	136053.54	104738.65	8.93	CV
10	33.266	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	127.90	0.411	136053.54	104899.23	8.87	CV
11	33.638	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	129.33	0.415	136053.54	104569.16	8.99	CV

➤ **Vérification de la flèche dans les poutres secondaires :**

Niveaux	Ms (KN.m)	L(cm)	Ev (Mpa)	As (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	Io (cm ⁴)	Iv (cm ⁴)	f (mm)	obs.
1	5.073	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	54.06	0.000	76093.65	83703.02	1.04	CV
2	5.043	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	53.74	0.000	76093.65	83703.02	1.03	CV
3	5.731	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	61.07	0.000	76093.65	83703.02	1.17	CV
4	6.584	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	70.16	0.000	76093.65	83703.02	1.34	CV
5	7.342	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	78.24	0.000	76093.65	83703.02	1.5	CV
6	8.499	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	90.57	0.000	76093.65	83703.02	1.74	CV
7	9.376	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	99.92	0.000	76093.65	81959.72	1.96	CV
8	10.135	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	108.01	0.044	76093.65	76703.35	2.26	CV
9	10.71	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	114.13	0.068	76093.65	73347.13	2.5	CV
10	11.97	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	127.56	0.116	76093.65	67377.18	3.04	CV
11	12.661	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	134.92	0.141	76093.65	64715.12	3.34	CV

Conclusion :

La flèche est vérifiée dans les deux sens.

Introduction :

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Recommandations du RPA :

❖ **Pourcentage total minimum :**

$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h)$, en toute section.

- **Poutres principales PP (30.35) :** $A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires PS (30.30):** $A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$.

❖ **Pourcentage total maximum**

$A_{\max} = 4\% (b \times h) \rightarrow$ En zone courante,

$A_{\max} = 6\% (b \times h) \rightarrow$ En zone de recouvrement.

- **Poutres principales PP:**

- Zone courante : $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$.

- **Poutres secondaires PS:**

- Zone courante : $A_{\max} = 36 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$.

2. Etapes de calcul de ferrailage :

4) Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

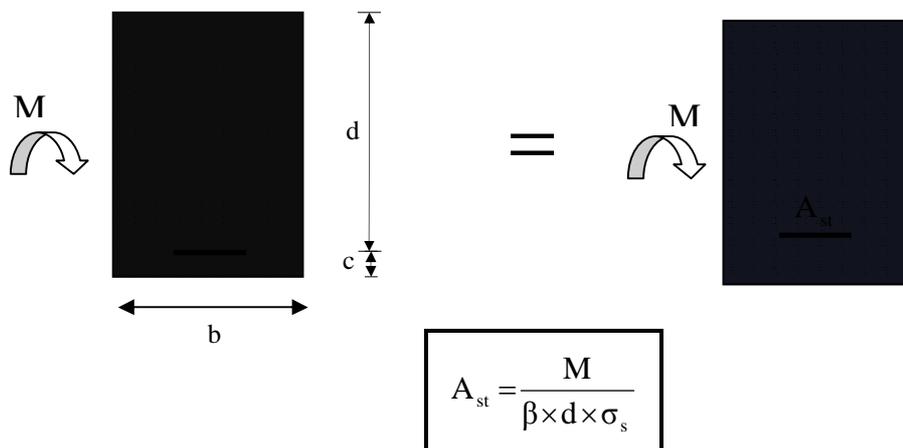
5) Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

6) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

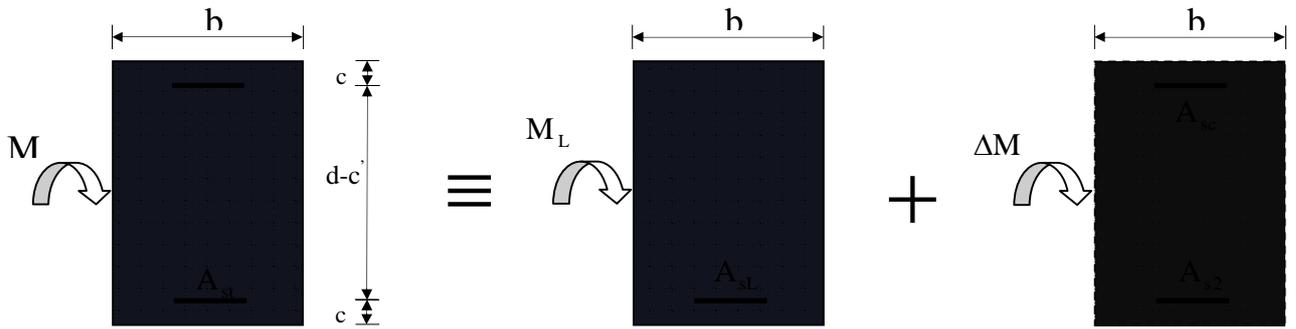
➤ **1er cas :** $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (**SSA**)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.



➤ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (**SDA**)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

❖ **Ferrailage des poutres :**

Poutres Principale

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

➤ **Ferrailage en travée :**

Niv	M _{elu} (KN.m)	μ	observation	A _{selu} (cm ²)	Ferrailage	A _{s adopté} (cm)
1	48.504	0.104	SSA	4.469	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
2	47.857	0.103		4.407	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
3	47.996	0.103		4.420	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
4	47.987	0.103		4.419	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
5	47.817	0.103		4.403	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
6	47.541	0.102		4.376	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
7	47.00	0.101		4.325	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01

8	46.622	0.100		4.287	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
9	46.372	0.100		4.262	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
10	45.985	0.099		4.226	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
11	46.756	0.101		4.296	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01

➤ Ferrailage en appui :

Niv	M _{elu} (KN.m)	μ	observatio n	A _{s_{elu}} (cm ²)	Ferrailage	A _{s_{adopté}} (cm ²)
1	80.229	0.173	SSA	7.72	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
2	82.287	0.177		7.95	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
3	84.984	0.183		8.23	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
4	93.767	0.202		9.21	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
5	96.66	0.208		9.54	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
6	102.857	0.222		10.25	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
7	105.484	0.227		10.56	3HA16+3HA14 (chapeaux)	10.65
8	107.643	0.232		10.82	3HA16+3HA16 (chapeaux)	12.06
9	109.341	0.236		11.03	3HA16+3HA16 (chapeaux)	12.06
10	110.335	0.238		11.14	3HA16+3HA16 (chapeaux)	12.06
11	111.434	0.240		11.26	3HA16+3HA16 (chapeaux)	12.06

Conclusion :

Les poutres principales seront ferraillées comme suit :

Du 1^{er} au 11^{ème} étage :

En travée : **3HA14 filantes+3HA12 en chapeaux**

Du 1^{er} au 7^{ème} étage :

En appui : **3HA16 filantes + 3HA14 en chapeaux** au niveau des appuis.

Du 8^{er} au 11^{ème} étage :

En appui : **3HA16 filantes + 3HA16 en chapeaux** au niveau des appuis.

2) Vérifications des sections minimales pour les poutres principales :

❖ **Condition de non fragilité :** (Art A.4.2 /BAEL91)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :**(Art 7.5.2.1/RPA2003):

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

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h) = 5.25 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La **section minimale** adoptée est égale à 3HA16+3HA14=10.65cm², elle est **supérieure** aux sections minimales exigées par les règlements.

Poutres secondaires

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces sismiques, dans ce cas le RPA exige des **armatures symétriques** avec une section **en travée** au moins égale à **la moitié de la section sur appui**

➤ **Ferraillage en travée :**

Niv	M _{elu} (KN.m)	μ	observation	A _{selu} (cm ²)	Ferraillage	A _{adopté} (cm)
1	6.993	0.021	SSA	0.73	3HA12	3.39
2	6.952	0.021		0.72	3HA12	3.39
3	7.903	0.024		0.82	3HA12	3.39
4	9.081	0.027		0.95	3HA12	3.39
5	10.128	0.030		1.06	3HA12	3.39
6	11.731	0.035		1.23	3HA12	3.39
7	12.94	0.039		1.36	3HA12	3.39
8	13.985	0.042		1.47	3HA12	3.39
9	14.777	0.044		1.55	3HA12	3.39

10	16.499	0.050		1.74	3HA12	3.39
11	17.432	0.056		1.97	3HA12	3.392

➤ **Ferrailage en appui :**

Niv	M _{elu} (KN.m)	μ	observation	A _{selev} (cm ²)	Ferrailage	A _{s adopté} (cm ²)
1	10.235	0.031	SSA	1.07	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
2	13.633	0.041		1.43	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
3	15.560	0.047		1.64	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
4	18.440	0.055		1.95	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
5	20.359	0.061		2.16	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
6	22.388	0.067		2.38	3HA12+3HA12(chapeaux)	6.78
7	25.143	0.075		2.69	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
8	27.283	0.082		2.93	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
9	28.216	0.085		3.03	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
10	34.336	0.103		3.73	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78
11	18.628	0.056		1.97	3HA12+3HA12 (chapeaux)	6.78

Conclusion :

Poutres secondaires seront ferrillées comme suit :

Du 1^{er} au 11^{ème} étage :

En travée : **3HA12 filantes**

Du 1^{er} au 11^{ème} étage :

En appui : **3HA12 filantes + 3HA12 en chapeaux** au niveau des appuis.

❖ **Condition de non fragilité_ : (Art A.4.2 /BAEL91)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 28 \times 2,1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux_ : (Art 7.5.2.1/RPA2003):**

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La **section minimale** adoptée est égale à $3HA12+3HA12=6.78\text{cm}^2$, elle est **supérieure** aux sections minimales exigées par le RPA et le BAEL.

❖ **Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes** :(BAEL91.art A.5.1)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = T_u / b \cdot d$$

➤ **Poutres secondaires PP :**

$$\tau_u = \frac{109.96 \times 10^3}{300 \times 330} = 1.11 \text{MPa}$$

➤ **Poutres secondaires PS :**

$$\tau_u = \frac{27.04 \times 10^3}{300 \times 2800} = 0.32 \text{MPa}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton** :(BAEL91.art A.5.1.21)

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte T_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right\} = 3,33 \text{Mpa}$$

Poutres principales PP : $\tau_u = 1.11 \text{Mpa} \leq 3.33 \text{Mpa}$Condition vérifiée

Poutres secondaires PS : $\tau_u = 0.32 \text{Mpa} \leq 3.33 \text{Mpa}$Condition vérifiée

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui** (BAEL91art 5.1.32) :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales PP :

$$T_u = 109.96 \text{KN} < \bar{T}_u = 0.4x \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.33 \times 25 \times 10^3}{1.15} = 774.78 \text{KN}$$

Poutres secondaires PS :

$$T_u = 27.40 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.33 \times 0.28 \times 25 \times 10^3}{1.15} = 657.39 \text{ kN}$$

❖ Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

Lorsqu'on doit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ On doit prolonger au delà de l'appareil de

l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$\text{D'où } A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

➤ Poutres principales PP:

$$109.96 - \frac{111.434}{0.9 \times 0.33} = -265.238 < 0$$

➤ Poutres principales PS :

$$27.40 - \frac{34.336}{0.9 \times 0.28} = -108.85 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ Vérification de l'entraînement des barres (BAEL91 art. A6.13) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$$

U_i : périmètre utile des barres.

➤ Poutres principales PP: 3HA14 → $U_i = 13.18 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = \frac{111.434}{0.9 \times 33 \times 13.18} = 0.28 \text{ Mpa}$$

➤ Poutres principales PS: 3HA12 → $U_i = 11.30 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{34.336}{0.9 \times 28 \times 11.30} = 0.12 \text{ Mpa}$$

❖ Longueur de scellement droit des barres :

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation : $\tau_s = 0.6 \Psi^2 \times f_{ij} = 2.835 \text{ Mpa}$.

Pour les HA12 : $l_s = 45.00 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $l_s = 50.00 \text{ cm}$.

Pour les HA16 : $l_s = 60.00 \text{ cm}$.

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

Pour les HA12 : $l_s = 18.00 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $l_s = 20.00 \text{ cm}$.

Pour les HA16 : $l_s = 25.00 \text{ cm}$.

❖ Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(8.57\text{mm}, 12\text{mm}, 30\text{mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$.

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

❖ Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$s_{t \max} \leq \min(0.9d ; 40\text{cm})$$

$$s_t \leq \min(25.2 ; 40\text{cm}) = 25.2 \text{ cm}.$$

❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales (Art 7.5.2.2/RPA2003):

➤ Poutres principales :

- Zone nodale :

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi\right) = \min\left(\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.4\right\}\right) = \min(8.75\text{cm}; 14.4\text{cm}) = 8.75\text{cm}$$

Soit : $s_{t \max} \leq \min(25.2\text{cm}; 8.75) = 8.75\text{cm}$.

On opte pour $s_{t \max} = 10 \text{ cm}$.

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm.}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (25.2 \text{ cm} ; 17.5 \text{ cm}) = 17.5 \text{ cm}$

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

➤ **Poutres secondaires :**

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min \left(\left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.2 \right\} \right) = \min (7.5 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm}) = 7.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (25.2 \text{ cm} ; 7.5 \text{ cm}) = 7.5 \text{ cm.}$

On opte pour **$S_t \max = 7 \text{ cm.}$**

• **Zone courante :**

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

Soit : $S_{t \max} \leq \min (25.2 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

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

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales PP : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} ; h' = 90 \text{ cm.}$

❖ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰} S_t \times b$$

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

-Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

➤ **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- 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.

- À $\frac{1}{4}$ 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 prolongées 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.

❖ **Vérification à L'ELS :**

➤ **Etat d'ouverture des fissures :**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes

admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq 0.6 f_{c28} = \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 d}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Poutres principales PP:**

- **Du 1^{er} au 7^{ème} étage :**

	Moments max à	Ferraillage (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)
En travée	37.097	8.01	0.809	0.871	23.76	161.07	6.75
En appui	76.358	10.65	1.076	0.857	19.96	253.54	12.71

- **Du 8^{er} au 11^{ème} étage :**

	Moments max à	Ferraillage (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)
--	-------------------------	-----------------------------------	----------	-----------	-------	---------------------	---------------------

En travée	33.728	8.01	0.809	0.871	23.76	146.44	6.14
En appui	80.691	12.06	1.218	0.850	18.33	238.42	12.94

- **Poutres secondaires :**

	Moments max à	Ferraillage e (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)
En travée	12.661	3.39	0.40	0.902	36.02	147.8	4.08
En Appui	24.913	6.78	0.80	0.871	23.76	150.59	6.3

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.....condition vérifiée.

➤ **Etat limite de déformation :**

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

➤ **Calcul de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

- Sens longitudinal, la flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3600}{500} = 7,2 \text{ mm}$$

- Sens transversal, la flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4200}{500} = 8,4 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche est :

$$\bar{f} = \frac{M_s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec :

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

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisé (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures). $\rho = \frac{a}{b_0 \cdot d}$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad (\text{Voir l'état limite de résistance du béton en compression}).$$

Calcul des coefficients : $\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0,0072}{\rho}$

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

➤ **Vérification de la flèche dans les poutres Principales :**

Le calcul de la flèche sera fait pour la poutre le plus défavorable.

Niveaux	Ms (KN.m)	L(cm)	Ev (Mpa)	As (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	Io (cm ⁴)	Iv (cm ⁴)	f (mm)	obs.
1	37.097	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	142.63	0.453	136053.54	101802.11	10.19	CV
2	34.629	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	133.14	0.427	136053.54	103722.75	9.33	CV
3	34.729	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	133.52	0.428	136053.54	103639.88	9.37	CV
4	34.72	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	133.49	0.428	136053.54	103647.32	9.37	CV
5	34.597	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	133.02	0.426	136053.54	103749.36	9.32	CV
6	34.394	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	132.24	0.424	136053.54	103919.27	9.25	CV
7	34.009	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	130.76	0.420	136053.54	104246.81	9.12	CV
8	33.728	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	129.68	0.416	136053.54	104490.35	9.03	CV
9	33.446	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	128.59	0.413	136053.54	104738.65	8.93	CV
10	33.266	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	127.90	0.411	136053.54	104899.23	8.87	CV
11	33.638	550	10818.9	8.01	0.008	1.038	129.33	0.415	136053.54	104569.16	8.99	CV

➤ **Vérification de la flèche dans les poutres secondaires :**

Niveaux	Ms (KN.m)	L(cm)	Ev (Mpa)	As (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	Io (cm ⁴)	Iv (cm ⁴)	f (mm)	obs.
1	5.073	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	54.06	0.000	76093.65	83703.02	1.04	CV
2	5.043	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	53.74	0.000	76093.65	83703.02	1.03	CV
3	5.731	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	61.07	0.000	76093.65	83703.02	1.17	CV
4	6.584	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	70.16	0.000	76093.65	83703.02	1.34	CV
5	7.342	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	78.24	0.000	76093.65	83703.02	1.5	CV
6	8.499	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	90.57	0.000	76093.65	83703.02	1.74	CV
7	9.376	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	99.92	0.000	76093.65	81959.72	1.96	CV
8	10.135	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	108.01	0.044	76093.65	76703.35	2.26	CV
9	10.71	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	114.13	0.068	76093.65	73347.13	2.5	CV
10	11.97	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	127.56	0.116	76093.65	67377.18	3.04	CV
11	12.661	430	10818.9	3.39	0.004	2.081	134.92	0.141	76093.65	64715.12	3.34	CV

Conclusion :

La flèche est vérifiée dans les deux sens.

Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sol de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

❖ Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

❖ Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;

- L'importance de la superstructure ; L'économie ;

❖ **Dimensionnement :**

- **Semelles filantes sous voiles**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX .1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL (1,2,10,11)	521.61	1.33	1.96	2.61
VL(5,6)	2371.67	3.80	3.12	11.85
VL (3,4,7,8,9)	1548.03	2.32	3.33	7.72
				22.18

Tableau IX.2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q (t)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT (1,2,7,8)	1465.35	4.00	1.83	7.32
VT (3,4,5,6)	663.32	2.15	1.54	3.31
VT(9,10)	1056.89	2.70	1.95	5.26
				15.89

$S_v = \sum S_i = 38.07 \text{ m}^2$ Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

- **Semelles filantes sous poteaux**
- **Etape de calcul :**

a) Déterminer de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$

b) Déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Application :

Résultantes des charges :

Donc on fera le calcul sur le portique transversal. Les résultats sont résumés dans le tableau :

Tableau IX .3 : Surface de semelles filantes sous poteaux (sens longitudinal)

Poteaux	N _s =G+Q(KN)	e _i (m)	N.e _i (KN.m)	M _i (KN.m)
1	1196.55	-8.30	-9931.36	3.393
2	1332.79	-4.30	-5730.99	8.148
3	1740.33	0.00	0	-11.901
4	1332.65	4.30	5730.39	8.077
5	1347.31	8.30	11182.67	3.401
Σ	6949.63		1250.71	11.118

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 0.18m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.18m < \frac{L}{6} = \frac{16.60}{6} = 2.77m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6949.63}{16.60} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.18}{16.6}\right) = 391.41KN / m$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6949.63}{16.6} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.18}{16.6}\right) = 445.89KN / m$$

$$\sigma_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6949.63}{16.6} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,18}{16.6}\right) = 432.27 \text{ KN / m}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{\sigma_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{432.27}{200} = 2.16 \text{ m}$$

On prend $B = 2.20\text{m}$.

On aura donc, $S = 2.2 \times 16.6 = 36.52\text{m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = [4(16.6 \times 2.2) + 4(8.6 \times 2.2) + 2(8.0 \times 2.2)] + 38.07 = 295.03\text{m}^2$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Remarque

$$S_{bat} = 489\text{m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$S_{semelle} / S_{batiment} = 295.03 / 489.0 = 0.603$$

$$(S_{semelle} = 60.33\% > 50\% S_{batiment})$$

Remarque :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

On opte pour un radier général.

❖ **Etude du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

- Rigide dans son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol.
- Facilité de coffrage et le ferrailage.
- Rapidité d'exécution.

- **Pré dimensionnement du radier :**

- **la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

- **les conditions forfaitaires :**

Dalle : la dalle de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{430}{20} = 21.5\text{cm} \Rightarrow \text{soit } h_d = 40\text{cm}$$

Poutre ou nervure :

La nervure de radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{430}{10} = 43\text{cm} \Rightarrow \text{soit } h_n = 50\text{cm}$$

- **Condition de vérification de la longueur élastique**

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq 3 \sqrt{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

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 différée $E = 10818,86 \text{ MPa}$.

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq 3 \sqrt{\left(\frac{2 \times 4.30}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.85\text{m}$$

Conclusion :

D'après Les calculs précédentes on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90\text{cm}$ (la hauteur de la nervure).

$h_d = 40\text{ cm}$ (la hauteur de la dalle).

$b = 50\text{ cm}$ (la largeur de la nervure).

- **Calcul des charges nécessaires au radier :**

Avec : $G_t = 35800.28\text{KN}$

$Q_t = 5889.97\text{ KN}$

- **Combinaison d'actions :**

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 57165.33\text{kN}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 41690.25\text{kN}$

- **Détermination de la surface du radier :**

A l'ELU :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2\sigma_{\text{SOL}}}$$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{57165.33}{2 \times 200} = 142.91\text{ m}^2$$

A l'ELS :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}}$$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{41690.25}{200} = 208.45\text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{bat}} = 489\text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 208.45\text{ m}^2$$

Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc Les règles du BAEL 91, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30\text{ cm}\right) = 45\text{ cm}$$

On prend:

$$L_{\text{déb}} = 45\text{ cm}$$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{rad}} = 489 + 0.45 (28.85 + 16.95) \times 2 = 530.22\text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = 530.22 \text{ m}^2$

- **Détermination des efforts à la base du radier :**

- **charge permanente :**

Poids de bâtiment : 35800.28KN

Poids du radier :

$P_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante.}$

Poids de la dalle : $530.22 \times 0.4 \times 25 = 5302.20 \text{ KN}$

Poids des nervures : $0.5(0.9-0.4) \times 16.95 \times 10 \times 25 + 0.5(0.9-0.4) \times 28.85 \times 5 \times 25 = 1664.31 \text{ KN}$

Poids de TVO : $209.37 \times 17 = 3559.42 \text{ KN}$

Poids de la dalle flottante : $530.22 \times 0.12 \times 25 = 1590.66 \text{ KN}$

$P_{\text{rad}} = 12116.59$

Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} :

$G_{\text{tot}} = G_{(\text{superstructure})} + G_{(\text{infrastructure})} = 47916.87 \text{ KN}$

- **Charges d'exploitation :**

Surcharge du bâtiment $Q_{\text{bat}} = 5889.97 \text{ KN}$

Surcharge du radier $Q_{\text{rad}} = 5 \times 530.22 = 2651.1 \text{ KN}$

$Q_{\text{tot}} = 8541.07 \text{ KN}$

- **Combinaison d'actions :**

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G_T + 1,5 \cdot Q_T = 77499.37 \text{ KN}$

A l'ELS : $N_s = G_T + Q_T = 56457.94 \text{ KN}$

- ❖ **Vérification :**

- **Vérification à la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec :

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{77499,37 \times 1}{530,22} \times \frac{4,30}{2} = 314,25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{314,25}{1 \times 0,36} = 872,92 \text{ KN/m}^2 = 0,872 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ Condition vérifiée

• **Vérification de la stabilité du radier :**

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 14,42 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,47 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 33917,66 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 11707,75 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré

$$M_j = M_J + T_j \cdot h$$

Avec :

M_J : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_j : Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré .

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

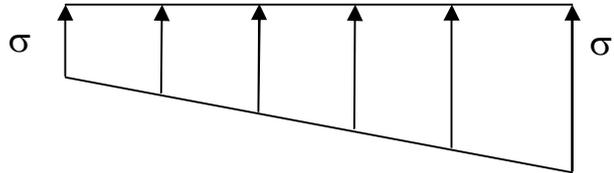


Fig : Diagramme des contraintes

A l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{SOL}$$

A l'ELS:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

(RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

• Sens longitudinal :

A l'ELU: $M_x = 39962.48 \text{KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{77499.37}{530.22} + \frac{39962.48}{11707.75} \times 14.42 = 195.38 \text{ KN/m}^2 = 0.195 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{77499.48}{530.22} - \frac{39962.48}{11707.75} \times 14.42 = 96.94 \text{KN/m}^2 = 0.0969 \text{MPa}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.195 + 0.0969}{4} = 0.170 \text{MPa} ; 2\sigma_{SOL} = 2 \times 0,2 = 0,4 \text{MPa}$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL}$ Condition vérifiée.

A l'ELS: $M_x = 70326,165 \text{KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56457.94}{530.22} + \frac{39962.48}{11707.75} \times 14.42 = 155.70 \text{ KN/m}^2 = 0.155 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56457.94}{530.22} - \frac{39962.48}{11707.75} \times 14.42 = 57.25 \text{ KN/m}^2 = 0.0574 \text{ MPa}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.155 + 0.0574}{4} = 0.130 \text{ MPa} ; \sigma_{SOL} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

• **Sens transversal :**

A l'ELU: $M_y = 7512.417 \text{ K.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{77499.37}{530.22} + \frac{7512.41}{33917.66} \times 8.47 = 148.04 \text{ KN/m}^2 = 0.1480 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{77499.37}{530.22} - \frac{7512.41}{33917.66} \times 8.47 = 144.28 \text{ KN/m}^2 = 0.1442 \text{ MPa}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.148 + 0.1442}{4} = 0.147 \text{ MPa} ; 2 \cdot \sigma_{SOL} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

A l'ELS : $M_y = 7512.41 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56457.94}{530.22} + \frac{7512.417}{33917.66} \times 8.47 = 110.23 \text{ KN/m}^2 = 0.11023 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56457.94}{530.22} - \frac{7512.417}{33917.66} \times 8.47 = 104.60 \text{ KN/m}^2 = 0.10460 \text{ MPa}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.11023 + 0.10460}{4} = 0.1088 \text{ MPa} ; \sigma_{SOL} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

• **Vérification au poinçonnement : (Art.A.5.2.42/BAEL91) :**

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

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 bonde de 1m).

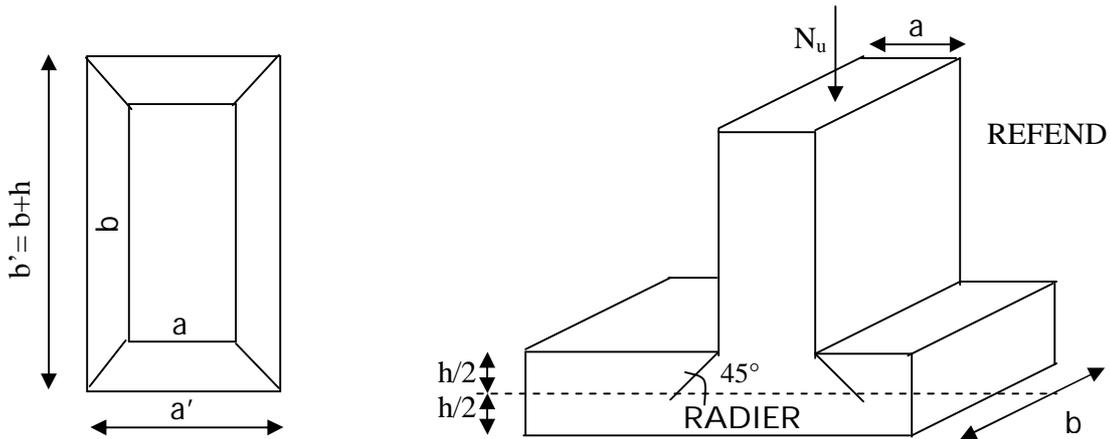


Fig. : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :

Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.40 + 0.30 + 2 \times 0.90) = 5.00\text{m}$$

$$N_u = 1740.33\text{KN.}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 5 \times 0.9 \times 25000}{1.5} = 3375\text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier.}$$

Voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.2 + 1 + 2 \times 0.9) = 6\text{m}$$

$$N_u = 2371.67\text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 0.9 \times 6 \times 25000}{1.5} = 4050\text{KN}$$

❖ **Ferraillage du radier :**

Pour le calcul du ferraillage du radier qui est constituer des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le *BEAL91*. pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante

- **Panneaux encastres sur 4 appuis :**

On distingue deux cas

1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.30}{5.5} = 0.78 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0587 \\ \mu_y = 0.559 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (170 - \frac{12116.59}{530.22}) \times 1 = 147.15 \text{KN/m}$$

A l'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (130 - \frac{12116.59}{530.22}) \times 1 = 107.15 \text{KN/m}$$

❖ **Calcul à l'ELU :**

- **Evaluation des moments M_x, M_y :**

On obtient $M_x = 0.0587 \times 147.15 \times 4.3^2 = 159.71 \text{KN.m}$
 $M_y = 0.559 \times 159.71 = 89.27 \text{KN.m}$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en les multipliant par des coefficients minorateurs (-0,3) aux appuis et (0,85) en travée.

• **Ferrailage dans le sens x-x :**

Moments aux appuis

$$M_{ua} = (-0,3) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,3) \times 159.71$$

$$M_{ua} = -47.91 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 159.71$$

$$M_{ut} = 135.75 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{47.91 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.026 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{47.91 \times 10^3}{0.986 \times 36 \times 348} = 3.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 3.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: 5HA14/ml = 7,70 cm²/ml avec S_t = 20 cm

En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{135.75 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.074 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0.074 \Rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{135.75 \times 10^3}{0,962 \times 36 \times 348} = 11.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 11.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: 6HA 16/ml = 12.06 cm²/ml avec S_t = 20 cm

• **Ferrailage dans le sens y-y :**

Moments aux appuis

Moments en travée

$$M_{ua} = (-0,3) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,3) \times 89.27$$

$$M_{ua} = -26.78 \text{KN.m}$$

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 89.27$$

$$M_{ut} = 75.88 \text{KN.m}$$

Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26.78 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.014 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26.78 \times 10^3}{0,993 \times 36 \times 348} = 2.15 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 2.15 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5HA14/ml = 7,70 cm²/ml avec S_t = 20 cm

En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{75.88 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.042 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0.042 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{75.88 \times 10^3}{0,978 \times 36 \times 348} = 6.18 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 6.18 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5HA 16/ml = 10.05 cm²/ml avec S_t = 20 cm

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

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour HA FeE400

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,976}{2} = 3,23 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Aux appuis :
$$\begin{cases} A_{ua}^x = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.23 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} A_{ut}^x = 12.66 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.23 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.23 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

❖ **Calcul à l'ELS :**

• **Evaluation des moments M_x , M_y :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_x = 0.0587 \times 107.15 \times 4.30^2 = 116.3 \text{ KNm}$$

$$M_y = 0.559 \times 116.3 = 65.01 \text{ KN.m}$$

Sens xx :

Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,3) \times 116.3$$

$$M_{sa} = -34.89 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = (0,85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,85) \times 116.3$$

$$M_{st} = 98.85 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,3) \times 65.01$$

$$M_{sa} = -19.50 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = (0,85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,85) \times 65.01$$

$$M_{st} = 55.25 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Sens x-x :

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{47.91}{34.89} = 1.37 \quad \text{et} \quad \mu = 0.026 \rightarrow \alpha = 0.0330$$

$$\alpha = 0.0330 < \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

En travée :

$$\gamma = \frac{135.75}{98.85} = 1.37 \quad \text{et} \quad \mu = 0.074 \Rightarrow \alpha = 0.0962$$

$$\alpha = 0.0962 < \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

Sens y-y :

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{26.78}{19.50} = 1.37 \quad \text{et} \quad \mu = 0.014 \Rightarrow \alpha = 0.0176$$

$$\alpha = 0.0176 < \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

En travée :

$$\gamma = \frac{75.88}{55.25} = 1.37 \quad \text{et} \quad \mu = 0.042 \Rightarrow \alpha = 0.0536$$

$$\alpha = 0.0279 < \frac{2.01-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.755$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du Béton à l'ELS.

- **Ferraillage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur

- **Sollicitation de calcul :**

A l'ELU :

$$q_u = 147.15 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{147.15 \times 0.45^2}{2} = 14.89 \text{ kN.m}$$

A l'ELS :

$$q_s = 107.15 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = \frac{107.15 \times 0.45^2}{2} = 10.84 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 36 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14.89 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.008 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.008 \Rightarrow \beta_u = 0.996$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14.89 \times 10^3}{0.996 \times 36 \times 348} = 1.19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = 1.19 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{soit } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

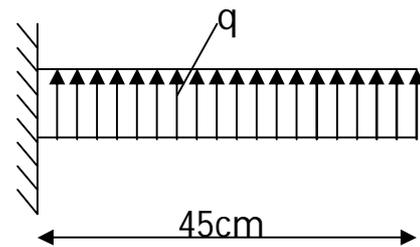


Fig : Schéma statique du débord

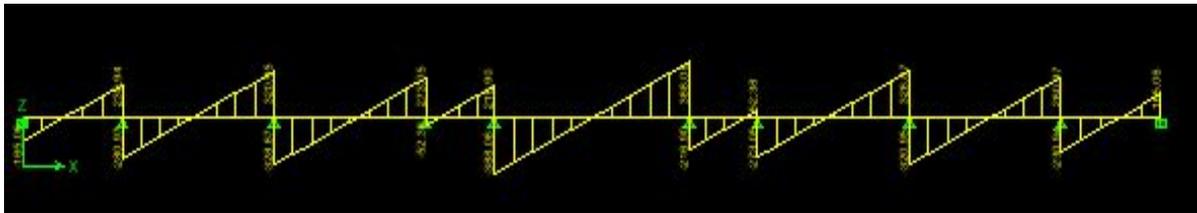


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU



Diagramme de moment fléchissant à l'ELS

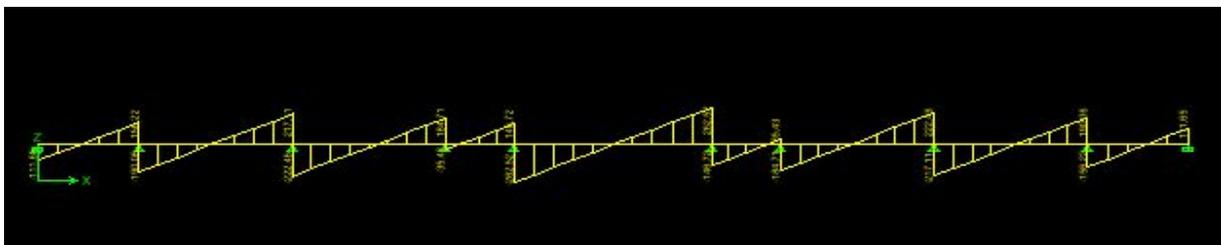


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

- **Calcul des moments dans le sens transversal :**

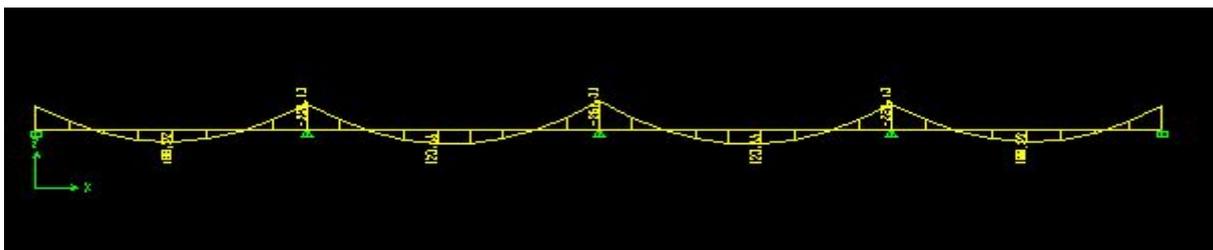


Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

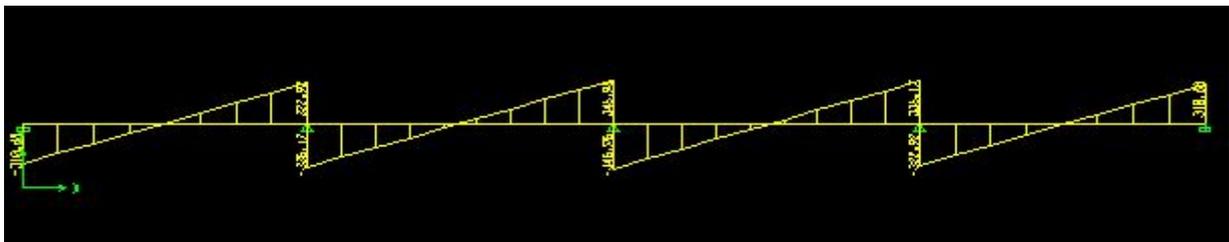


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

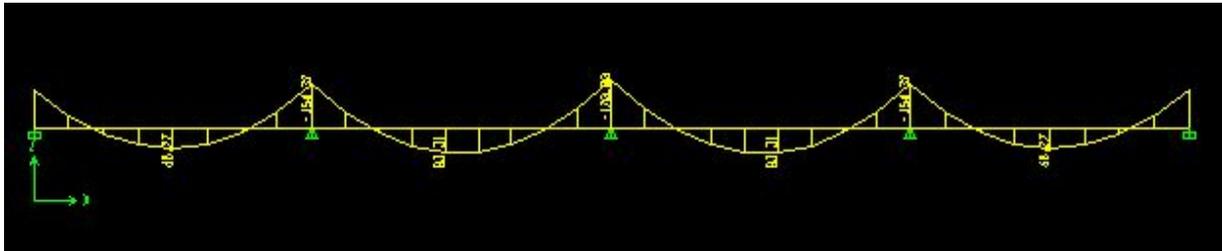


Diagramme de moment fléchissant à l'ELS

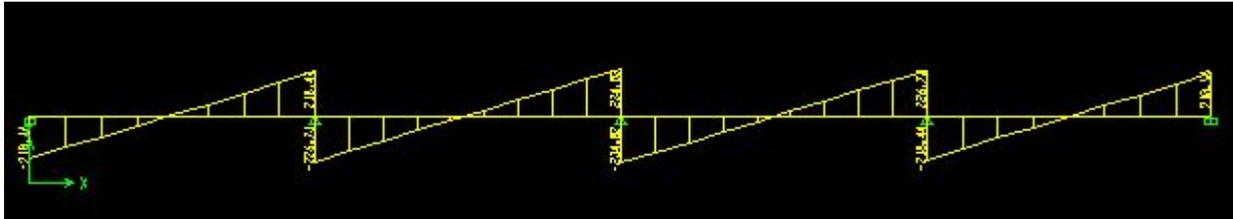


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

Sens longitudinal :

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 223.11 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 252.28 \text{ KN.m}$$

Tableau IX .4 : calcul des armatures dan la nervure :

Zone	M_u (KN. m)	μ	μ_e	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Appuis	252.28	0.049	0.392	0.9745	8.75	6HA16
Travée	223.11	0.043	0.392	0.9785	7.70	6HA14

Sens Transversal :

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 122.65 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 250.28 \text{ KN.m}$$

Tableau IX .5 : calcul des armatures dan la nervure :

Zone	M_u (KN. m)	μ	μ_e	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Appuis	228.13	0.044	0.392	0.978	7.88	6HA16
Travée	123.15	0.024	0.392	0.988	7.12	6HA14

❖ **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 50 \times 85 \times 2,1}{400} = 5,13 \text{ cm}^2$$

Sens longitudinal :

En travée :

$A_u = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,13$ Conditio Vérifiée.

En appuis :

$A_u = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,13$ Conditio Vérifiée.

Sens transversales :

En travée :

$A_u = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,13$ Conditio Vérifiée

En appuis :

$A_u = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,13$ Conditio Vérifiée.

- **Armatures transversales :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadres et un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) = \left(\frac{90}{4}, 12 \times 1,4\right) = 16,8 \text{ cm.}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 1,20 \text{ cm}$$

Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre et un étrier).

- ❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 388.08 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{388.08 \times 10^3}{500 \times 850} = 0.91 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Sens longitudinal :

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{252.28}{170.66} = 1.47$$

$$\alpha = 0.06415 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.485 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{223.11}{150.93} = 1.47$$

$$\alpha = 0.05625 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.485 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversales :

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{228.13}{170} = 1.34$$

$$\alpha = 0.0562 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.42 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{123.15}{83.31} = 1.47$$

$$\alpha = 0.0304 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.485 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

Conclusion générale

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre Les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

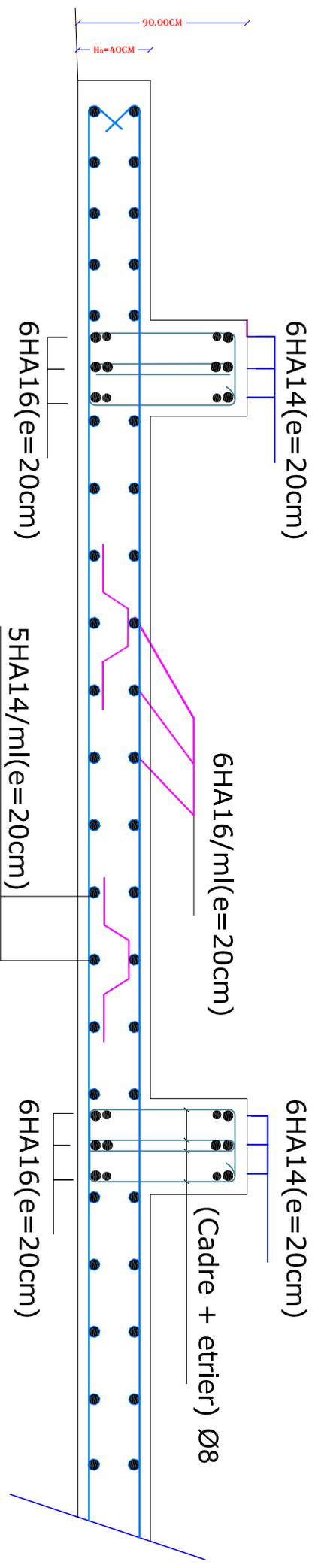
Dans la conception de ce projet on 'a utiliser les logiciels ETABS, AUTOCAD, SOCOTEC ...etc, Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

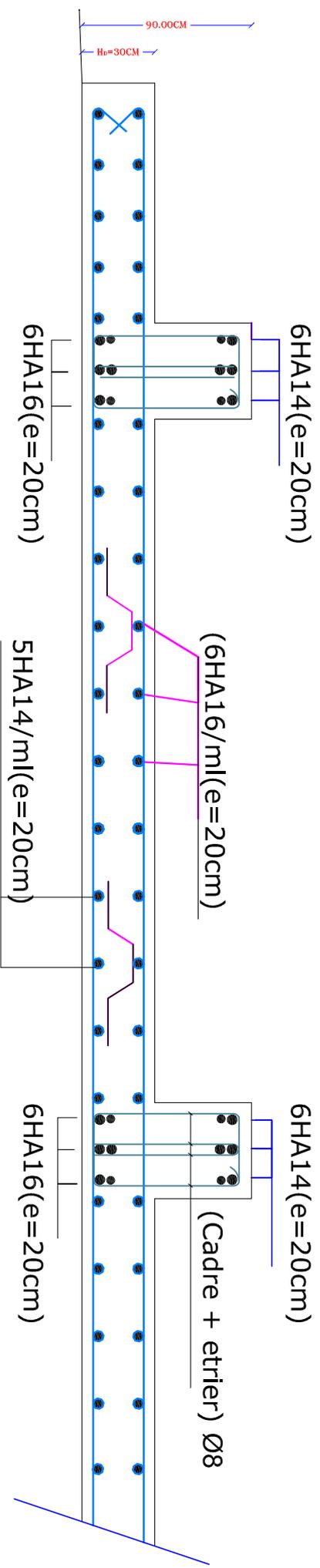
En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.

Bibliographie

- ✚ Règles parasismiques Algériennes (RPA 2003)
- ✚ Règles techniques et calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant
 - la méthode des états limites ; BAEL99.
- ✚ DTR B.C.2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations » CGS, Alger 1989.
- ✚ Thèses d'ingénieur d'état en génie civil.
- ✚ Cours et TD des années de spécialité.
- ✚ Les livres suivants :
 - Calcul des ouvrages en BA :Y .CHERAIT
 - La construction en zone sismique (VICTOR DEVIDOVICI) .
 - MILON ZACEK(c parasismique 1996).

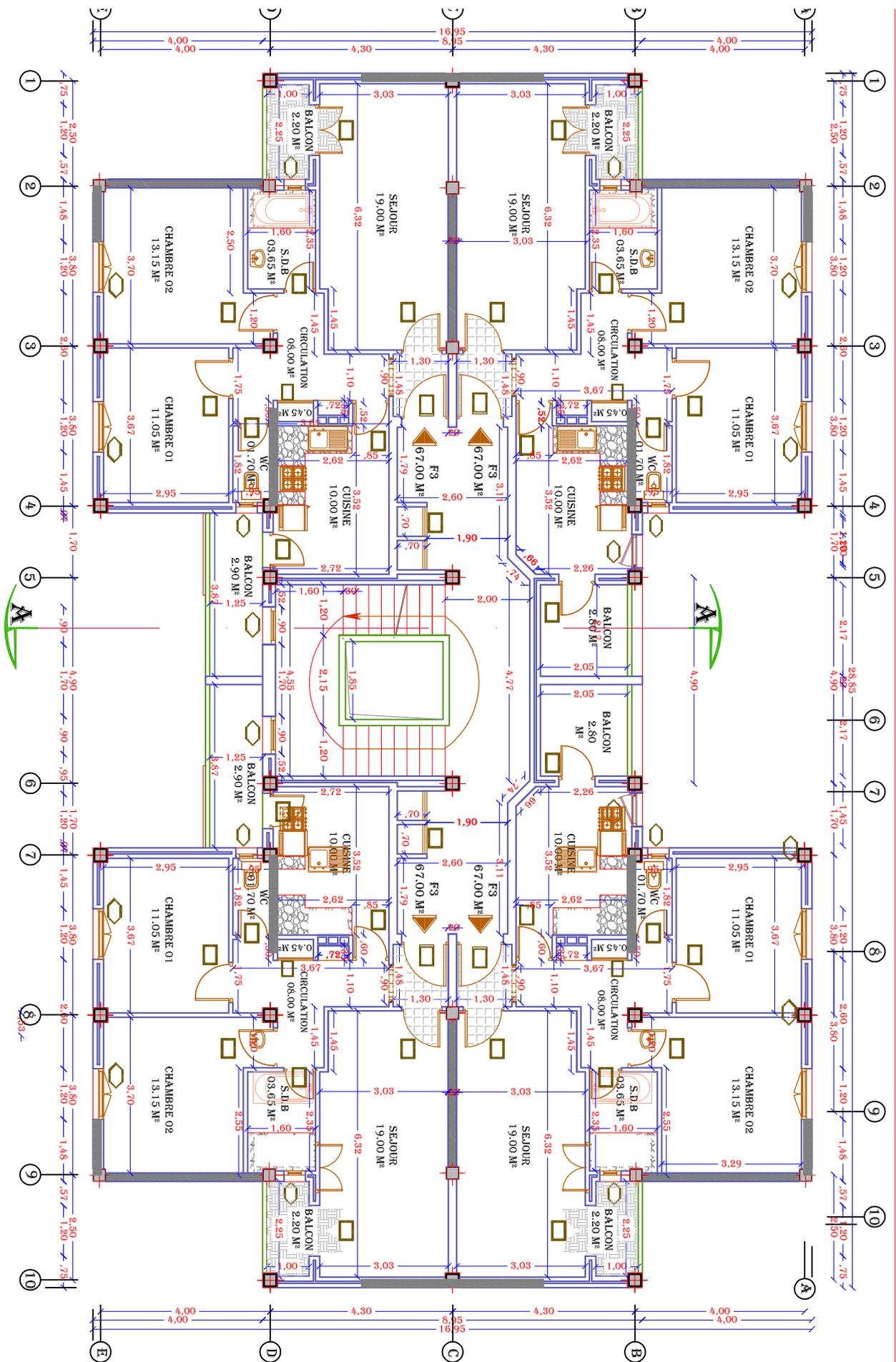


Ferrailage du radier général Sens X-X



Ferrailage du radier général Sens Y-Y

REPUBLIQUE ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Mele ALICHE SONIA Mele BEY DJEDJIGA Mele AZZI MALIKA	TITRE: FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL
DIRIGE PAR: Mme KHALLOUJ	
PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N° 17
	ECHELLE: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET SOCIALISTE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

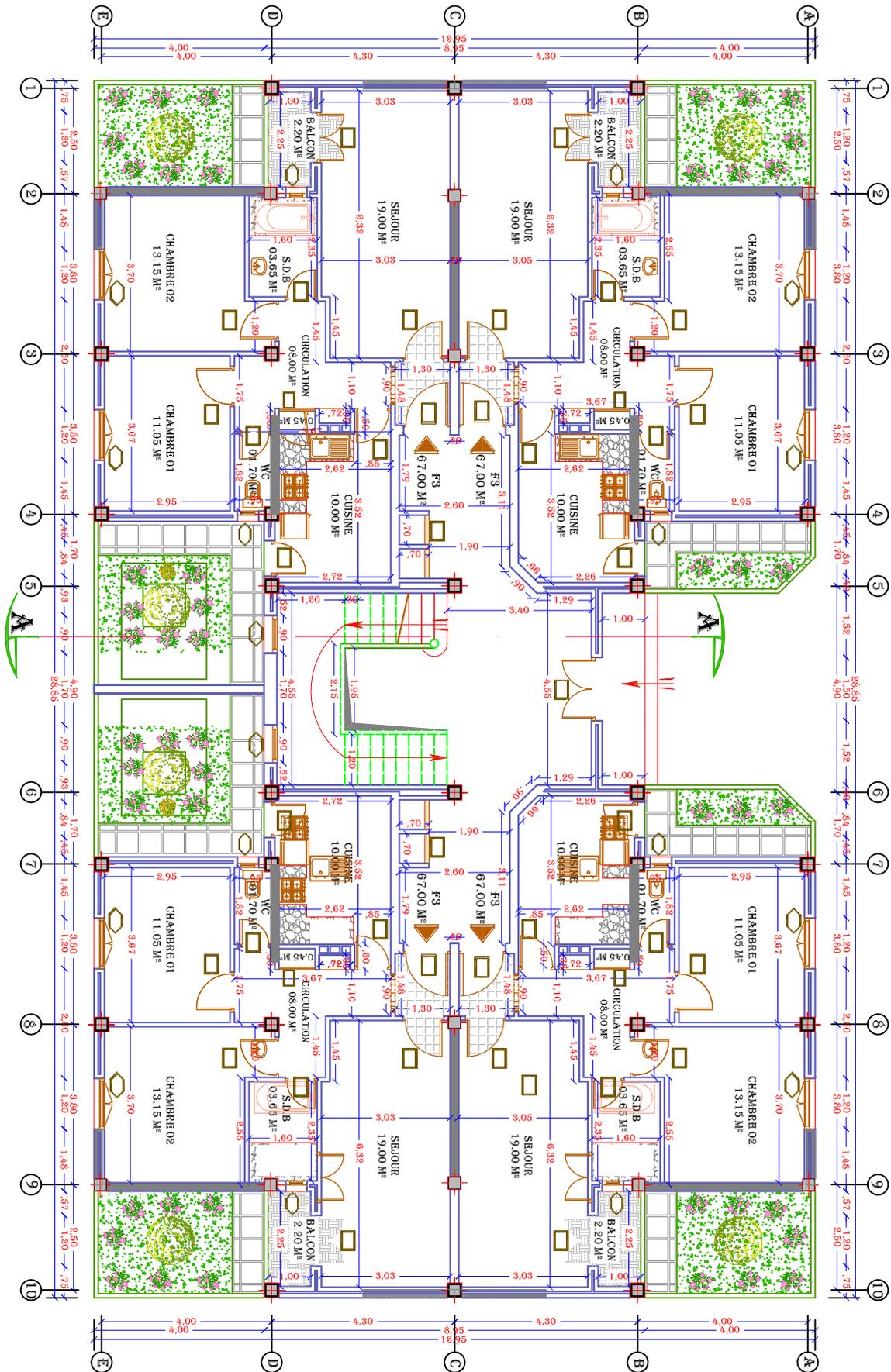
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

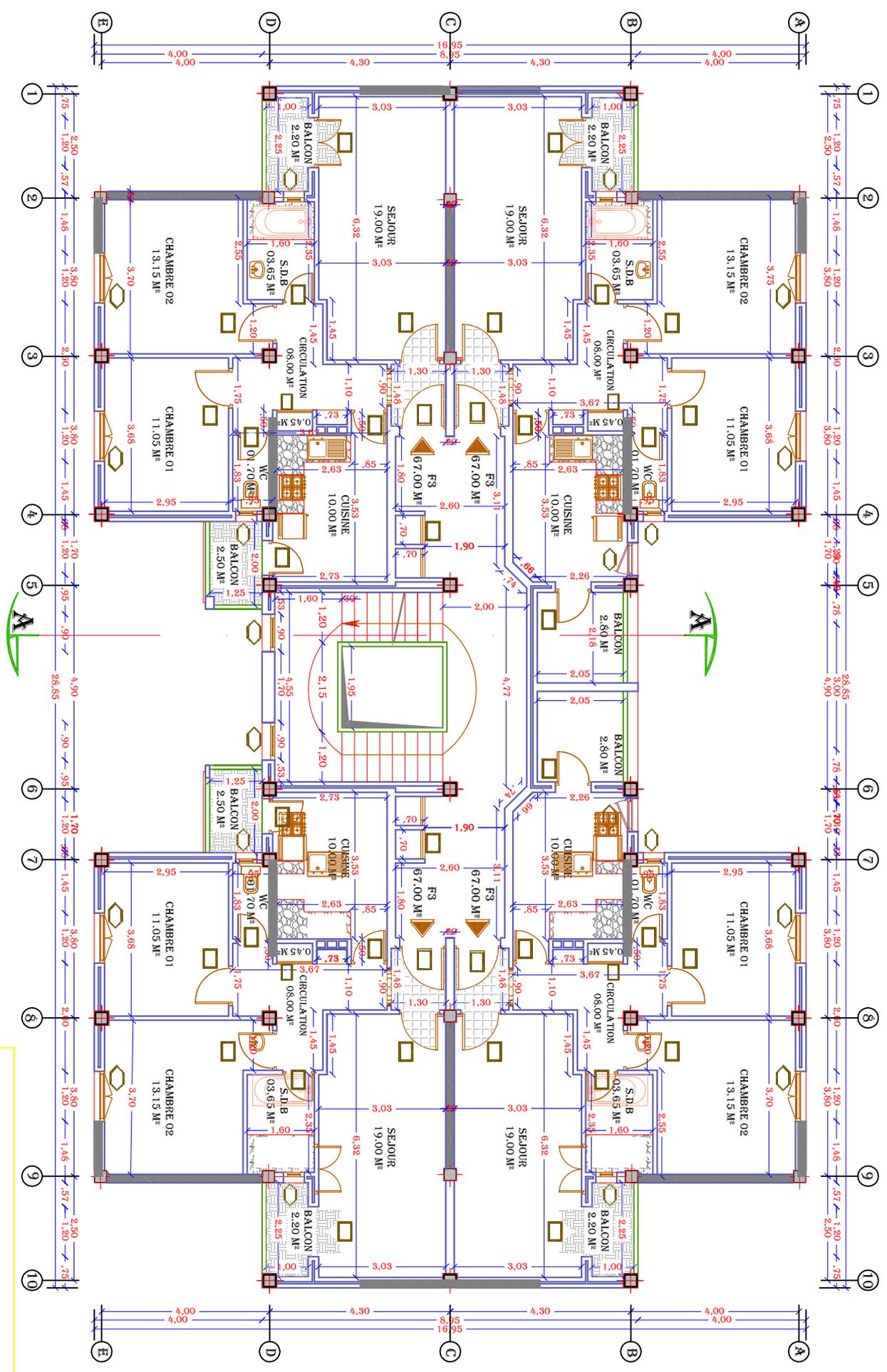
ETUDE PAR: MAJE ALICHE SONIA, MAJE BEY DIEDERICA, MAJE AZZI MALIKIA

DIRECTEUR PAR: MAJE KHALLOU

TITRE: PLAN DE 10 ENB ETAGE

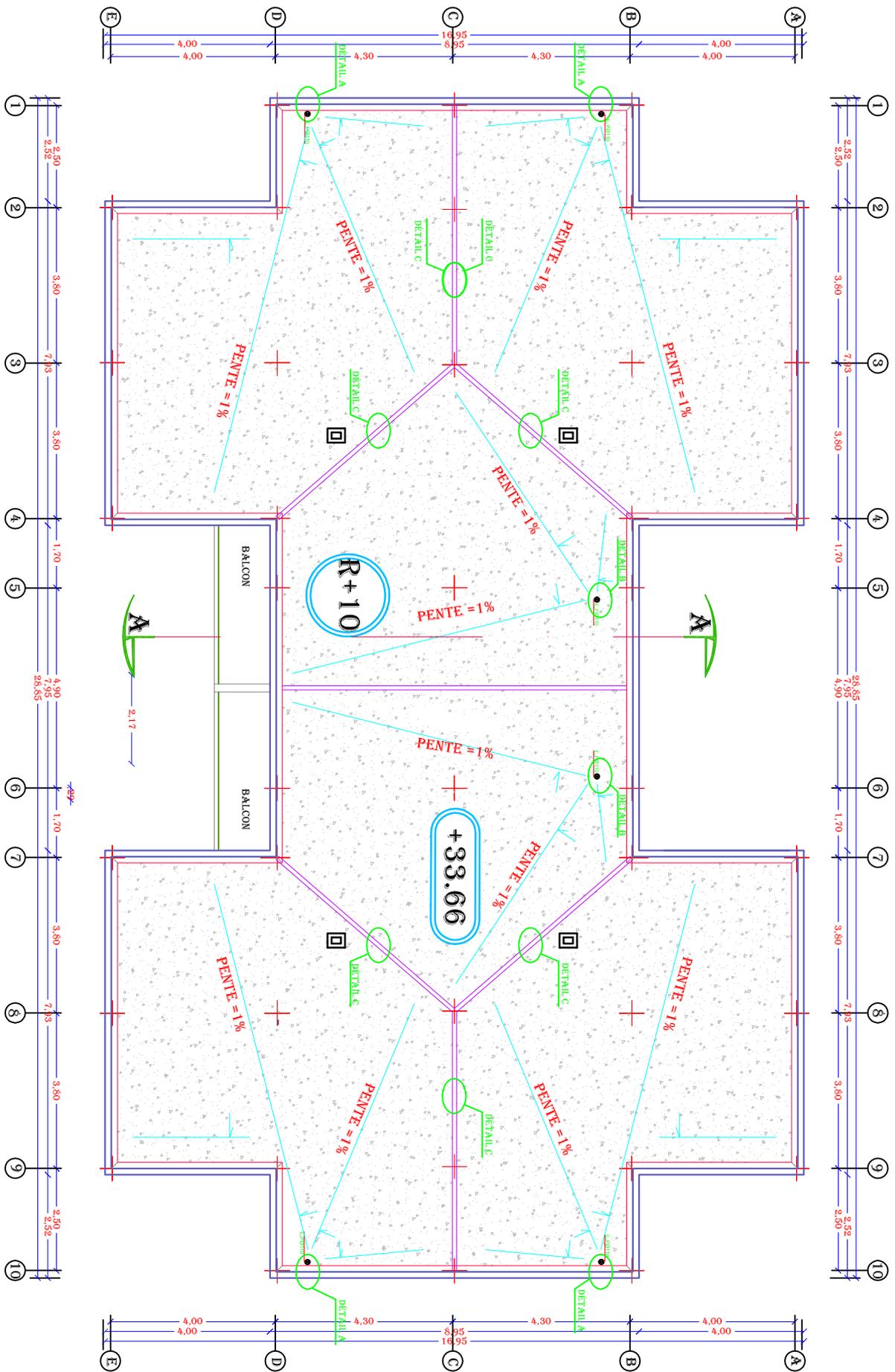


REPUBLIQUE ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Melle ALICHE SONIA Melle BRY DIEDRICA Melle AZZI MANIKA DIRIGE PAR: Melle KHALLOUL	TITRE: PLAN DU REZ DE CHAUSSEE
PROMOTION 2012/2013	PLANCHE N° 03
	ECHELLE: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD ELBAHEDI
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: Melle ALICHE SONIA Melle BEY DJEDJIDA Melle AZZI MALIKA	TITRE:
DIRIGE PAR: Mme KHALLOUJ	PLAN DU 1ER, 2EME, 3EME &.....9EME
PROMOTION 2012/2013	PLANCHE N°04
	ECHILLE: 1/50



2024

REPUBLIQUE ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAAMER DE TIZAOUIZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 Mlle ALICE SONIA
 Mlle AZZI MALIKA

DIRIGE PAR:
 Mlle KHALLOUT

PROMOTION 2012/2013

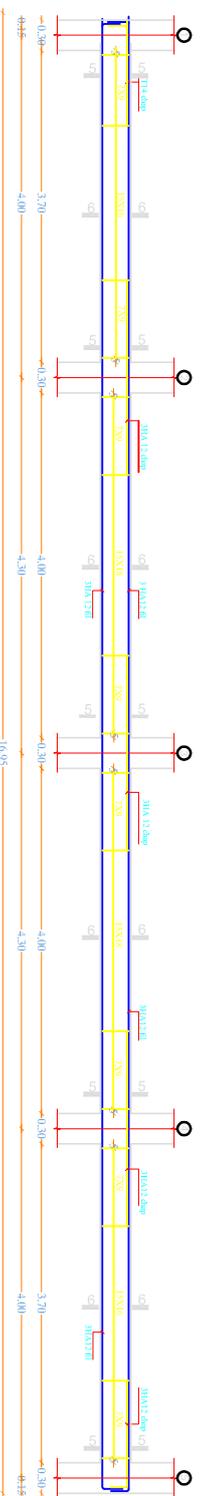
TITRE:

PLAN DU TERRASSE

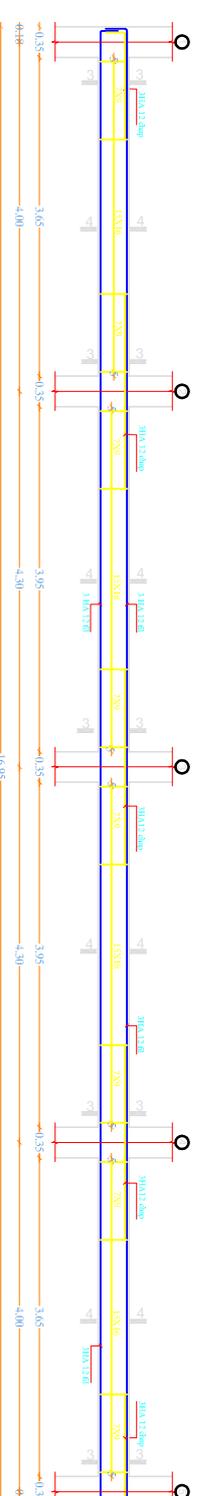
PLANCHE N°06

ECHELLE: 1:50

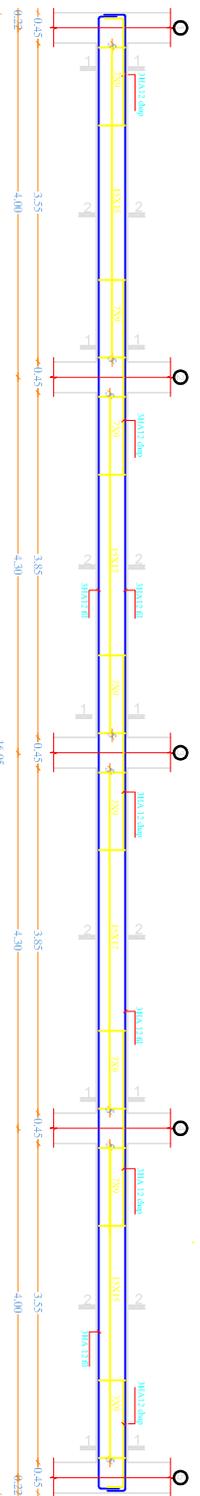
du 5eme au 1eme



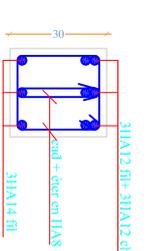
du 3 & 4 eme étage



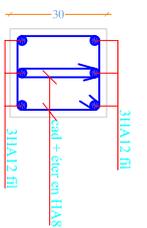
du RDC au 2eme étage.



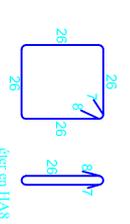
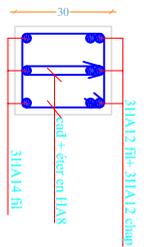
coupe 1-1



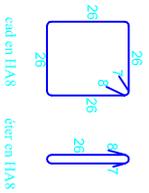
coupe 2-2



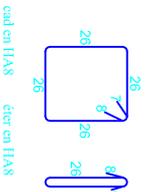
coupe 3-3



acier en HA8

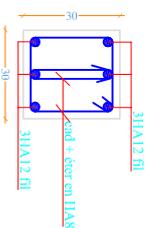


acier en HA8

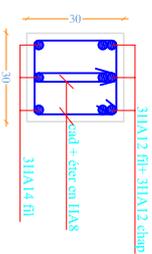


acier en HA8

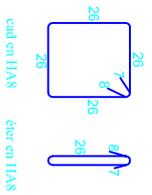
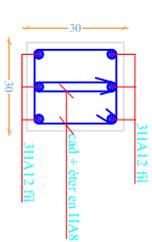
coupe 4-4



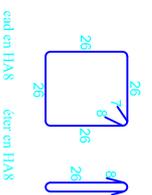
coupe 5-5



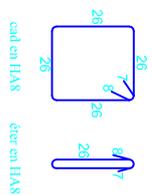
coupe 6-6



acier en HA8



acier en HA8



acier en HA8

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOULZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
Mele ALICHE SONIA
Mele BEY DIEDIGA
Mele AZZI WALIKA

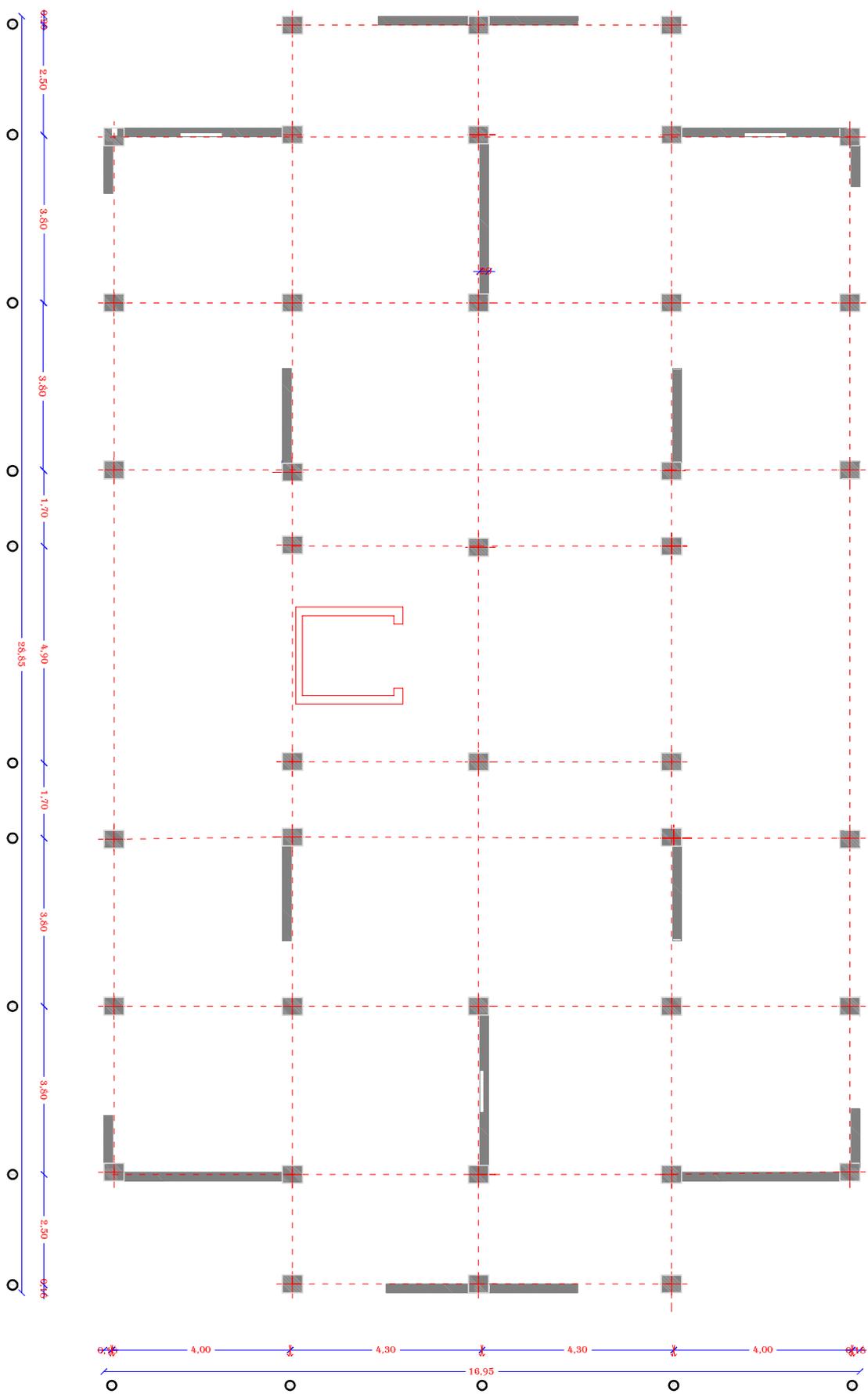
DIRECTEUR PAR:
Mme KHALLOUJ

PROMOTION 2012/2013

TITRE:
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

PLANCHE N°14

ECHELLE 1:50



REPUBLIQUE ALGERIENNE - DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOUZOU

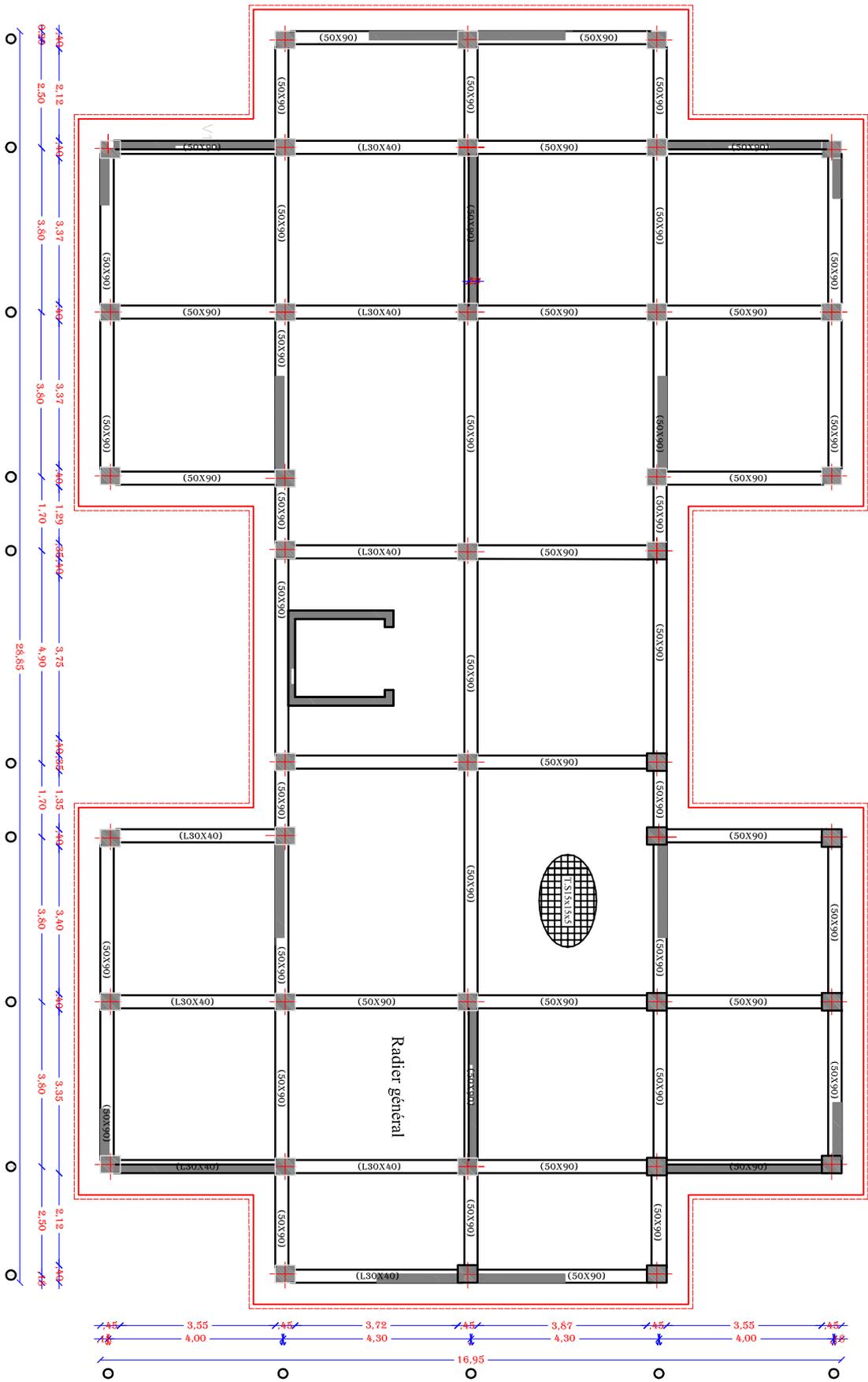
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 Mele ALQHE SONIA
 Mele BEY DIEDJGA
 Mele AZZI MALIKA

DIRIGE PAR:
 Mme KHALLOUJ

TITRE:
 DISPOSITION DES VOILES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZAOUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 MADJALIGE SONIA
 MEDIE BEY DIEDJIGA
 MEDIE AZZI MALIKA

DIRIGE PAR:
 Mme KHALLOUJI
 PROMOTION 2012/2013

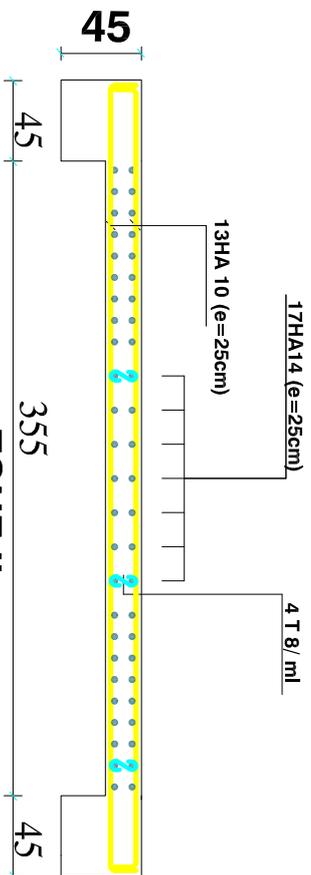
TITRE:
 COFFRAGE DU RADIER GENERAL

PLANCHEN N°18

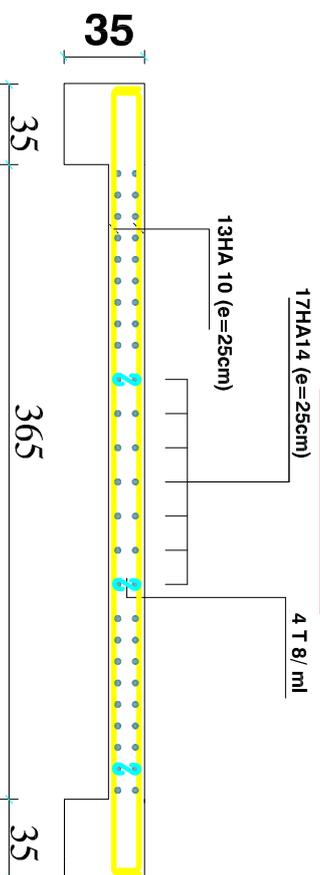
ECHELLE: 1/50

voiles VT1-VT2-VT7-VT8

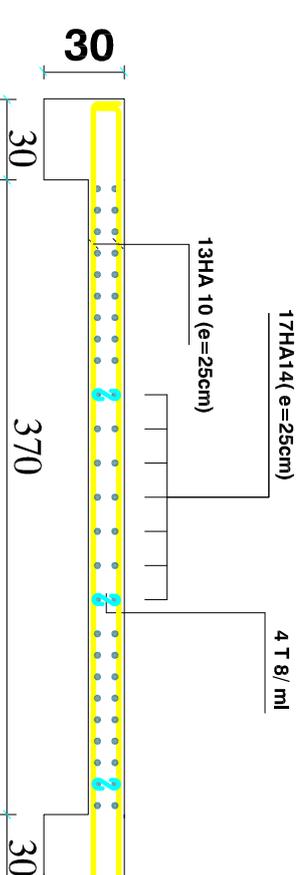
ZONE I



ZONE II

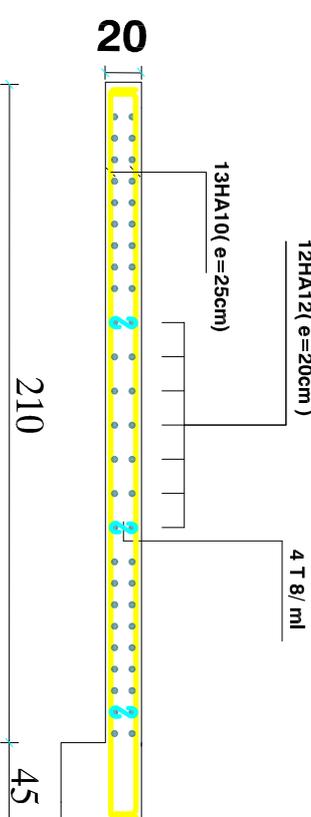


ZONE III

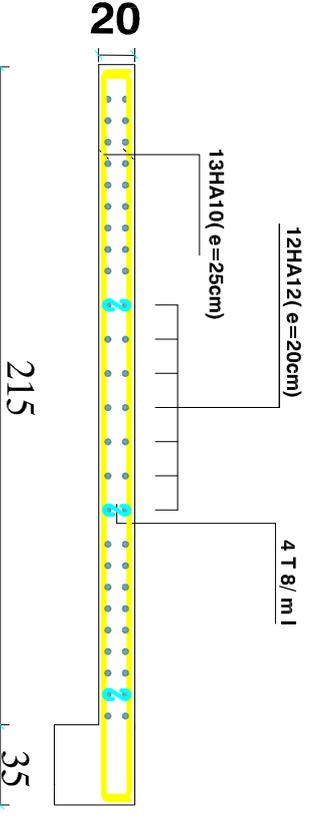


voiles VT3-VT4-VT5-VT6-VT9-VT10

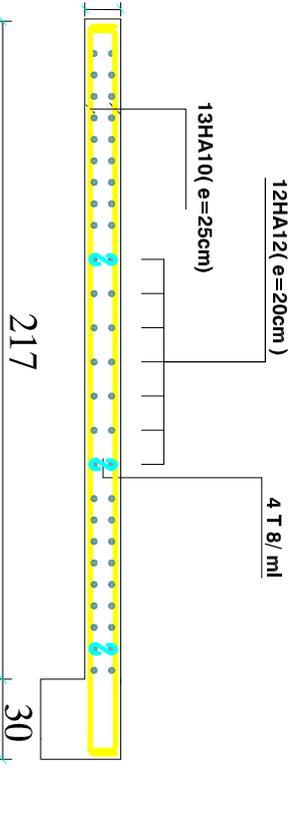
ZONE I



ZONE II



ZONE III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:

FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAL

ETUDE PAR:

Melle ALICHE SONIA
Melle BEY DIEDJGA
Melle AZZI MALIKA

DIRIGE PAR:

Mme KHALLLOU

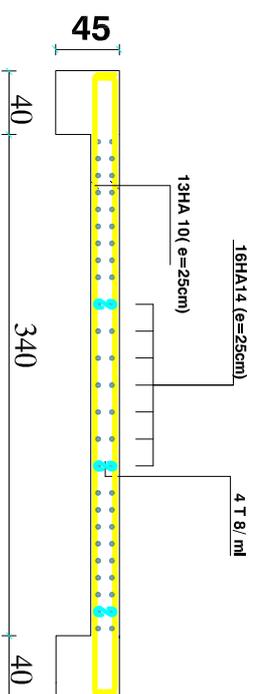
PROMOTION 2012-2013

PLANCHE N°15

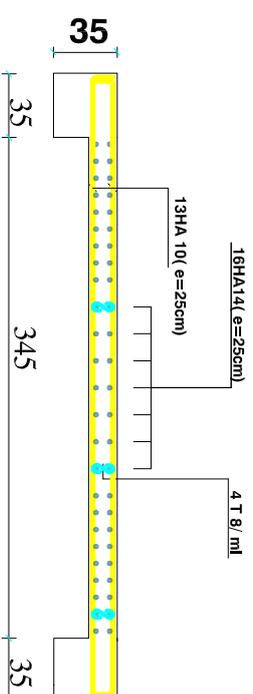
EGHELLE: 1/50

voiles VL5-VL6

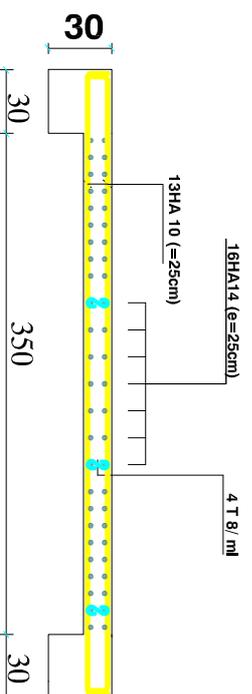
ZONE I



ZONE II

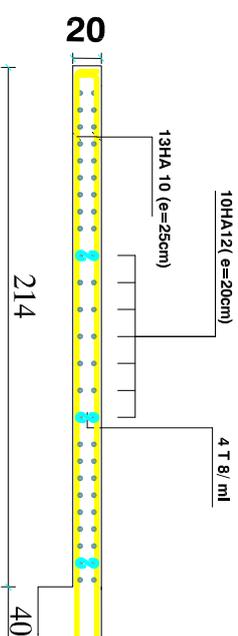


ZONE III

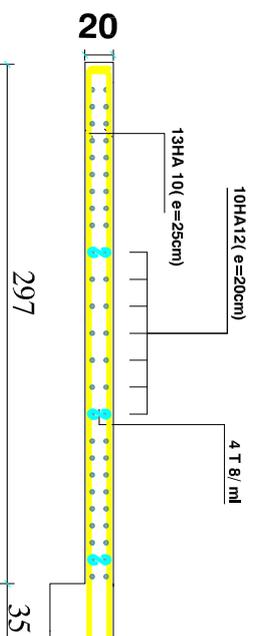


voiles VL1-VL2-VL3-VL4-VL7-VL8-VL9-VL10-VL11)

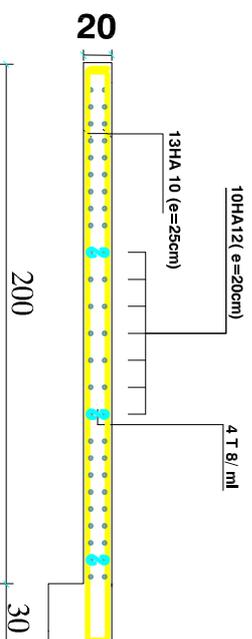
ZONE I



ZONE II



ZONE III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZ-OUZOU

FAKULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:

PERFILLAGE DES VOILES LONGITUDINAL

ETUDE P.M.C

MADE BOU OUBOUDIA

MGR VZAI MALIKA

DANGER PASC

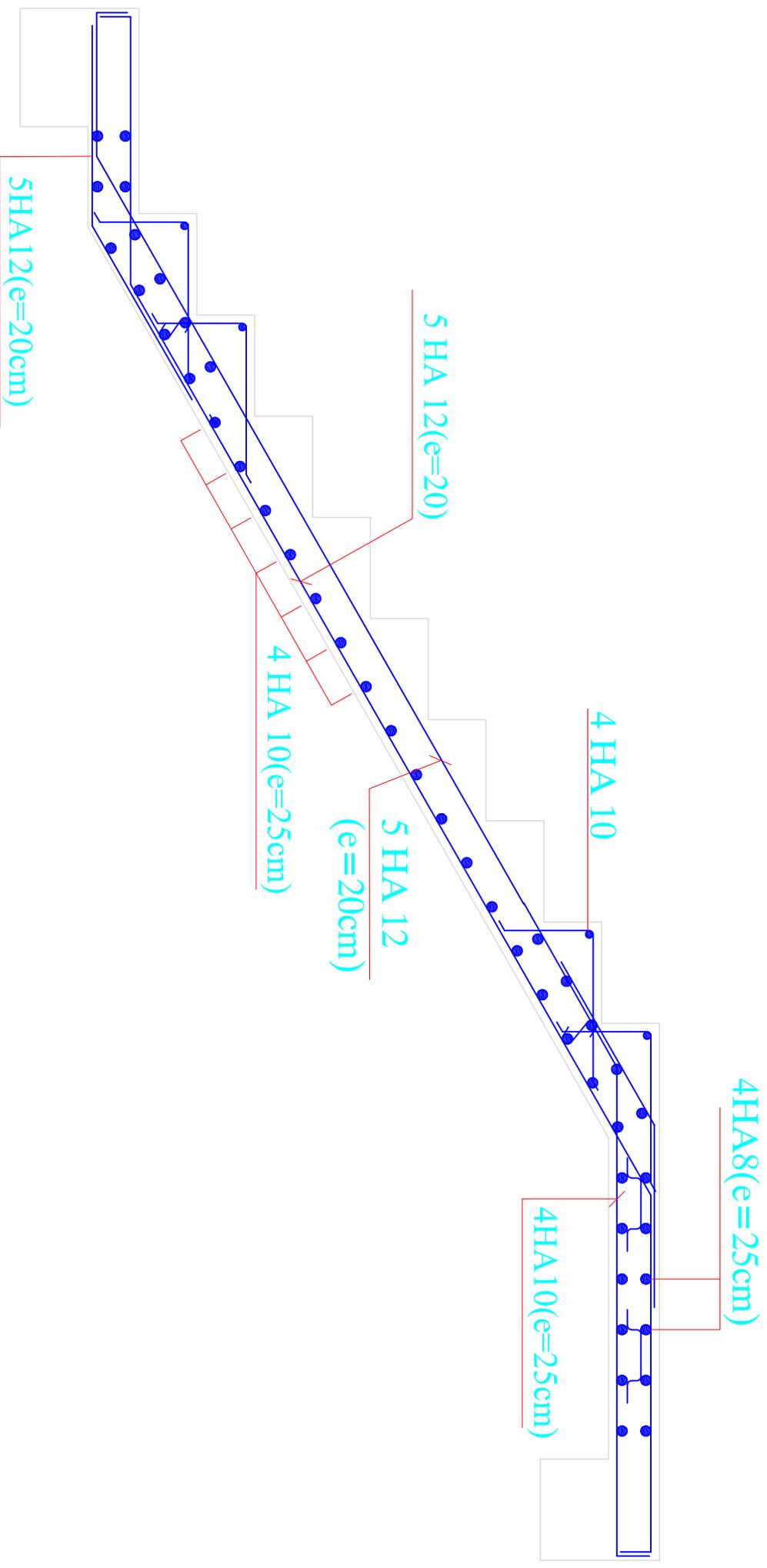
MRS MAMALOU

PROMOTION 2012-2013

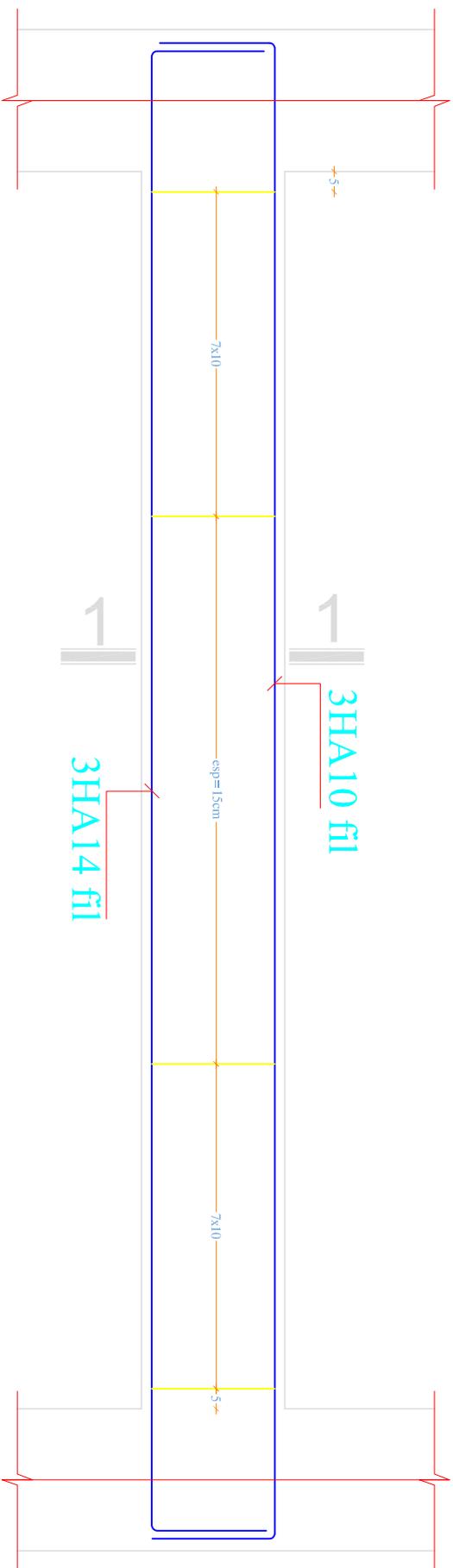
PLANCHE N°16

ECHELLE: 1/50

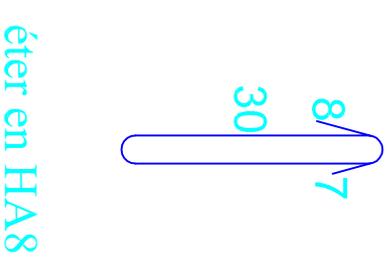
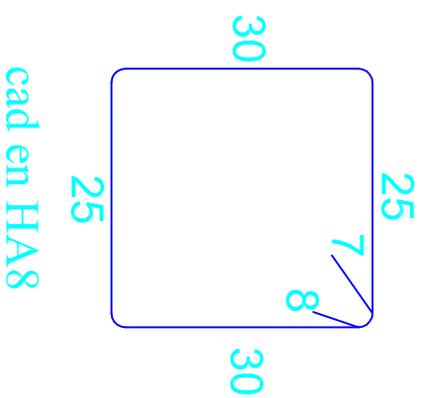
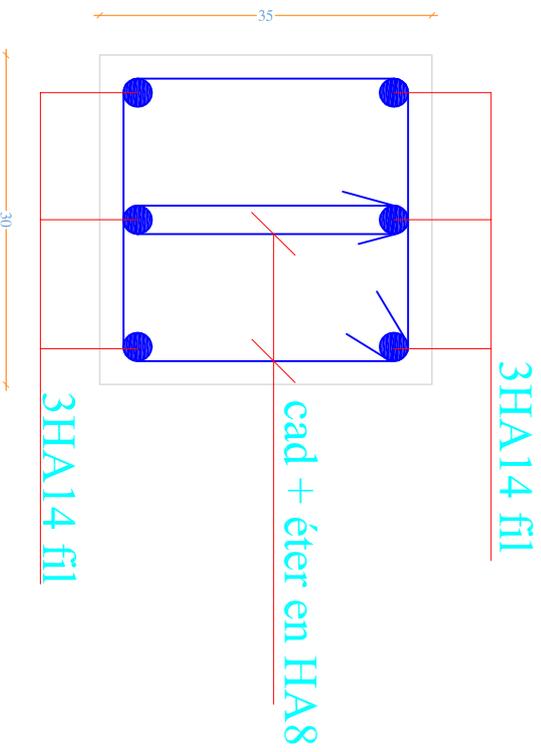
ferrailage d'escaliers

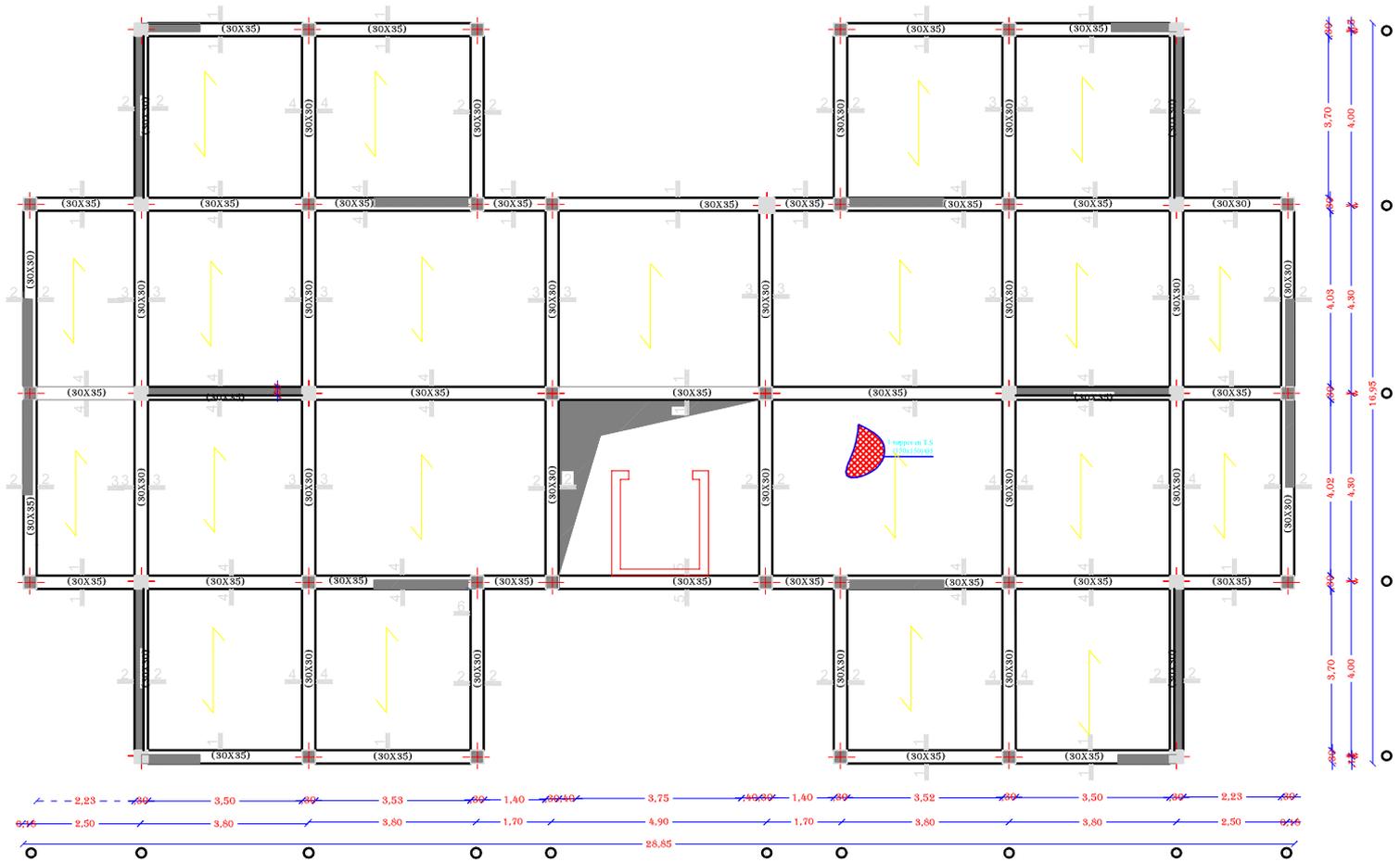


FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIÈRE

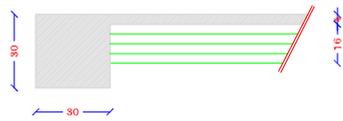


coupe 1-1





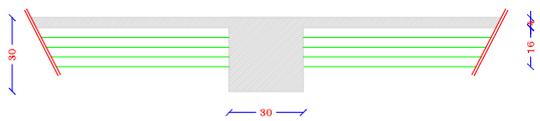
coupe 2-2



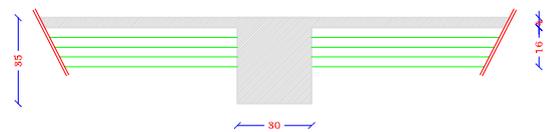
coupe 1-1



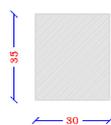
coupe 3-3



coupe 4-4



coupe 5-5



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
Melle ALICHE SONIA
Melle BEY DJEDJIGA
Melle AZZI MALIKA

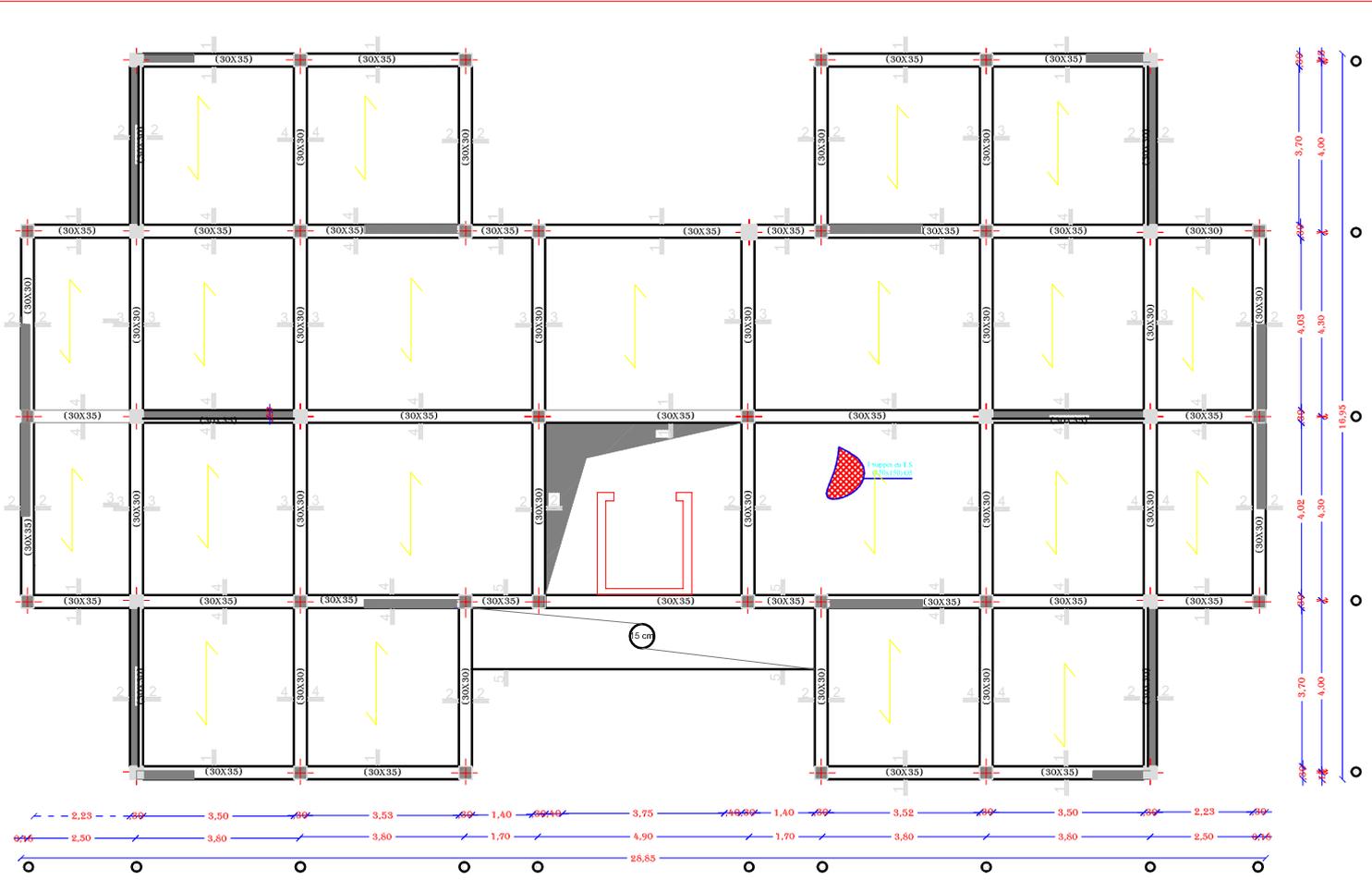
TITRE :
COFFRAGE DU PLANCHER +33,66

DIRIGE PAR:
Mme KHALLOUJ

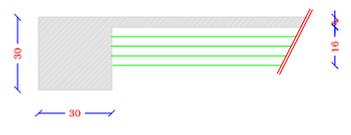
PROMOTION 2012-2013

PLANCHE N° 10

ECHELLE: 1/50



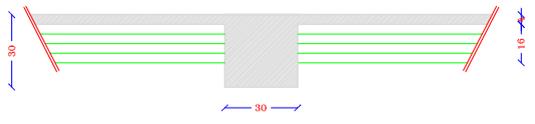
coupe 2-2



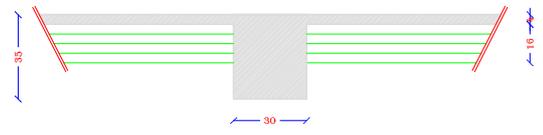
coupe 1-1



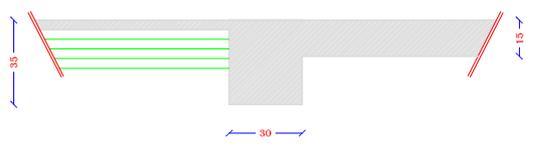
coupe 3-3



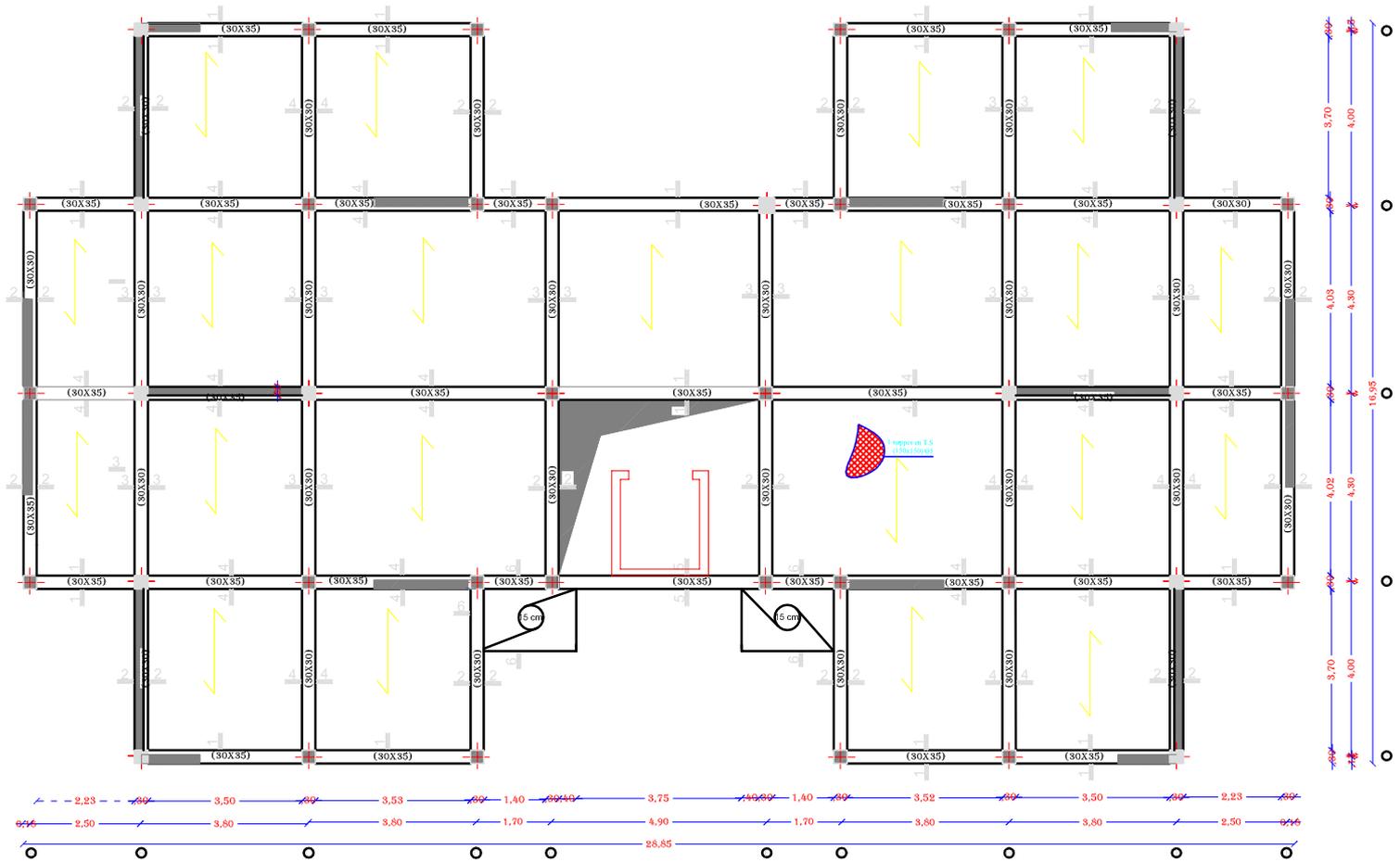
coupe 4-4



coupe 5-5



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: Melle ALICHE SONIA Melle BEY DJEDJIGA Melle AZZI MALIKA	TITRE : COFFRAGE DU PLANCHER +30,60	
DIRIGE PAR: Mme KHALLOUI		
PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N° 09	ECHELLE: 1/50



coupe 2-2

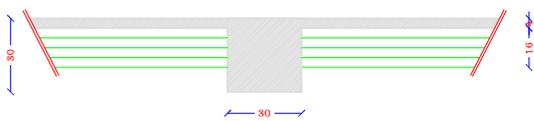
coupe 1-1



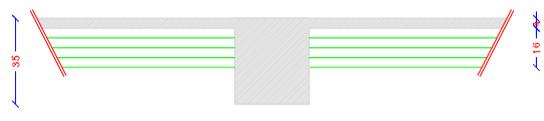
coupe 3-3



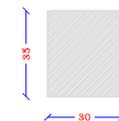
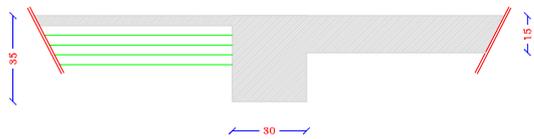
coupe 4-4



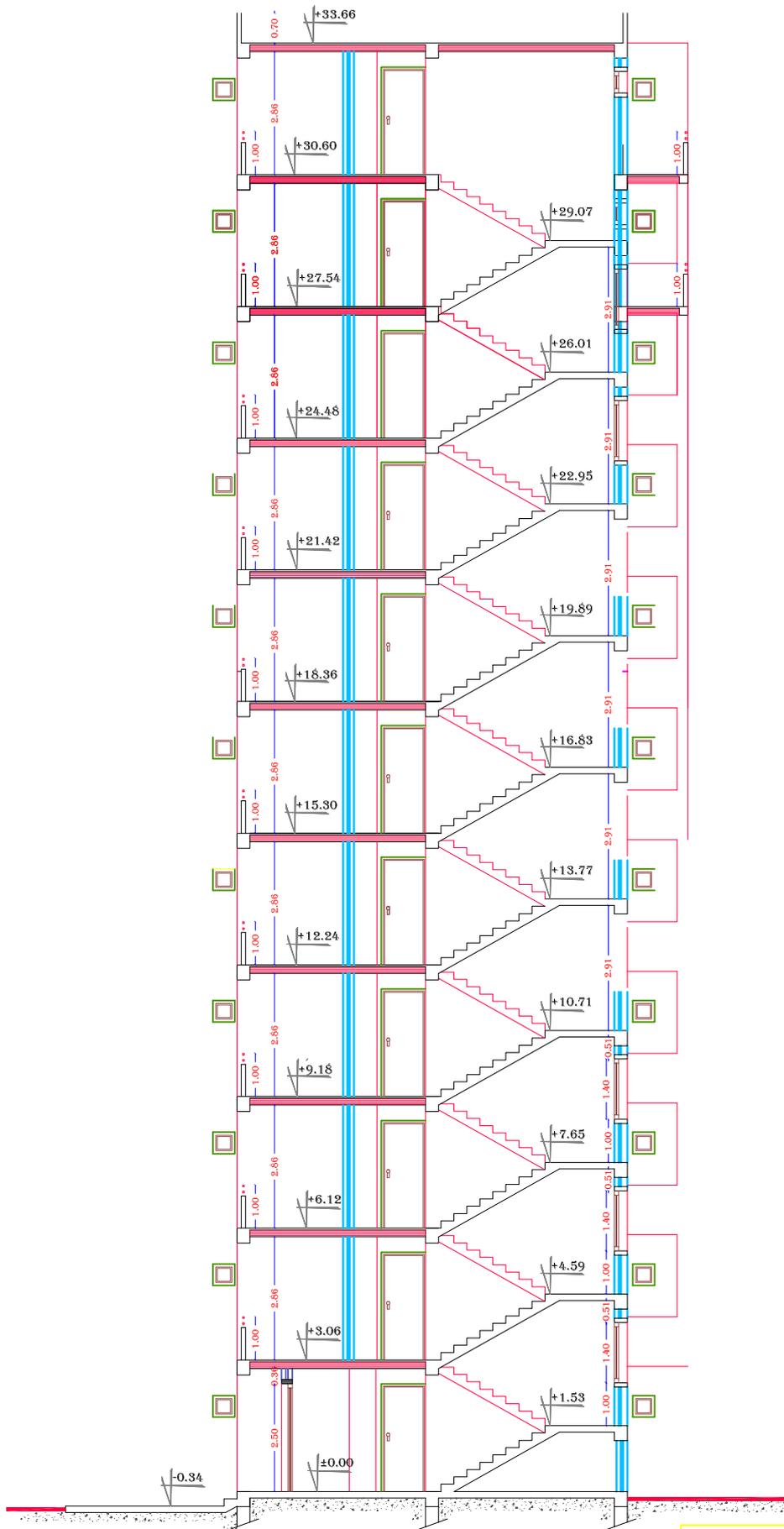
coupe 6-6 coff



coupe 5-5



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: Melle ALICHE SONIA Melle BEY DJEDJIGA Melle AZZI MALIKA	TITRE: COFFRAGE DU PLANCHER +3.06 AU +27.54	
DIRIGE PAR: Mme KHALLOUI		
PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N° 08	ECHELLE: 1/50



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

ETUDE PAR:
 Melle ALICHE SONIA
 Melle BEY DJEDJIGA
 Melle AZZI MALIKA

TITRE:
 LA COUPE VERTICALE A-A

DIRIGE PAR:
 Mme KHALLOUJ

PROMOTION 2012-2013

PLANCHE N° 07

ECHELLE: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
Melle ALICHE SONIA
Melle BEY DJEDJIGA
Melle AZZI MALIKA

TITRE:

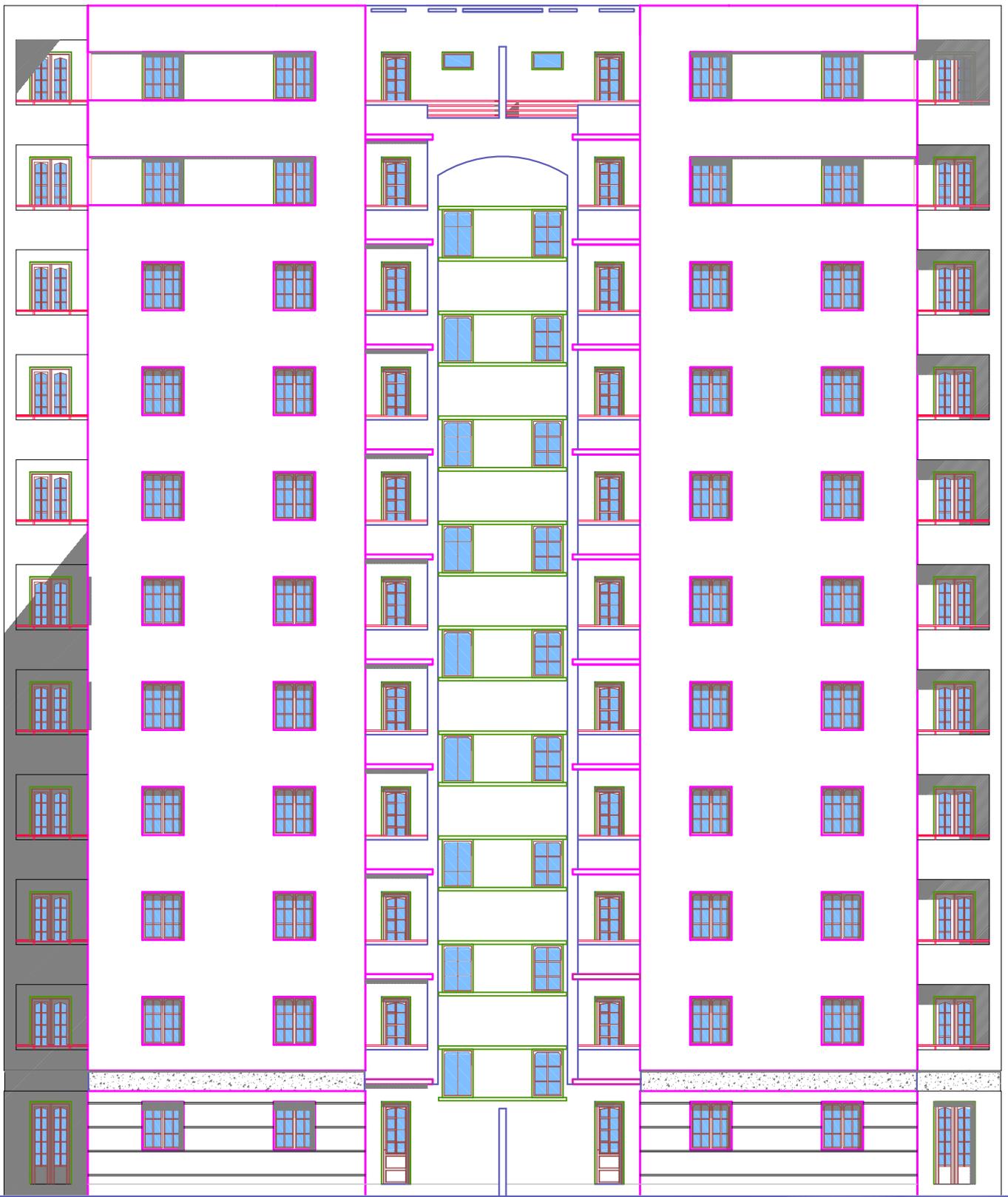
FAÇADE POSTERIEURE

DIRIGE PAR:
Mme KHALLOUI

PROMOTION 2012-2013

PLANCHE N° 02

ECHELLE: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
Melle ALICHE SONIA
Melle BEY DJEDJIGA
Melle AZZI MALIKA

TITRE :

FAÇADE PRINCIPALE

DIRIGE PAR:
Mme KHALLOUI

PROMOTION 2012-2013
1/50

PLANCHE N° 01

ECHELLE: