

· République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou

Projet de fin d'études

En vue de l'Obtention du Diplôme Master Professionnel
en Génie civil
Option : CCI

THEME



*Etude d'un Bâtiment R+9 à usage
d'habitation
à ossature mixte contreventé par voile
Avec application ETABS*

Encadré par :

-Mr: CHARCHAR.M

Etudié par :

- HAMAD HACENE
- CHAIBET DJAMEL

Promotion 2013

REMERCIEMENTS

Nos remerciements et notre profonde gratitude s'adressent avant tout au bon dieu.

Nous tenons à exprimer nos remerciements les plus sincères à notre promoteur M^r CHARCHAR Malik, pour son aides précieux, ses encouragements, et pour ses précieux conseils et sa disponibilité.

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont été notre mur de soutien pendant tout le cursus de notre spécialité pour avoir contribués au bon déroulement de notre projet.

Nos remerciements les vifs et les plus profondes vont également à tous ceux qui nous a aidé de près ou de loin à la réalisation de ce projet

Nos vifs remerciements iront également aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger et d'enrichir par leur proposition notre projet.

Dédicace

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

✚ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus
difficiles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma
sœur durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie
afin de me donner devenir ce que je suis, merci mes parents.*

✚ *A mes très chers frères et sœurs.*

✚ *A mes tantes.*

✚ *Mes cousins et cousine.*

✚ *A tous mes amis.*

✚ *En fin, je remercie mon ami mon binôme HACENE qui a contribué
à la réalisation de ce modeste travail.*

Djamel

Dédicace

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

✚ *A mes très chers parents qui m'ont guidés durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été mes crutzes et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me donner de devenir ce que je suis, merci mes parents.*

✚ *A mes très chers frères et sœurs.*

✚ *A mes oncles et tantes.*

✚ *Mes cousins et cousines .*

✚ *A tous mes amis.*

✚ *En fin, je remercie mon ami mon binome Djamel qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

HACENE

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	09
Chapitre III : Calcul des éléments.....	25
III.1 : Calcul des planchers.....	25
III.2 : Calcul de la salle machine.....	51
III.3 : Calcul de l'acrotère.....	58
III.4 : Calcul des escaliers.....	66
III.5 : Calcul des balcons.....	91
III.6 : Calcul de la poutre de chaînage.....	97
Chapitre IV : Présentation de l'ETABS.....	103
Chapitre V : Modélisation de la structure.....	117
Chapitre VI: Fichier résultat	134
Chapitre VII : Ferrailage des poteaux.....	152
Chapitre VIII : Ferrailage des poutres	165
Chapitre IX : Ferrailage des voiles	180
Chapitre X : Etude de l'infrastructure.....	197
Conclusion	
Bibliographie	

I-1- Description et présentation de l'ouvrage :

Le projet étudié est une tour (**R+9**) à usage d'habitation à ossature mixte, ce bâtiment est classé comme ouvrage de moyenne importance (**groupe d'usage 2**) et sera implanté à la wilaya de **BOUIRA**, classée selon le (**RPA99 modifié en 2003**) comme zone de moyenne sismicité (**zone II_a**).

Les calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir :

- * Le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99, modifié en 2003**).
- * Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91**).

La structure est composée de :

- Un rez-de-chaussée et neuf étages courants à usage d'habitation.
- Une cage d'escaliers.
- Une cage d'ascenseur.

I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

a-Dimension en plan :

Longueur total du bâtiment $L = 20,40$ [m].

Largeur total du bâtiment $l = 14,20$ [m].

b- Dimension en élévation :

Hauteur du rez-de-chaussée $h_{rdc} = 3,06$ [m].

Hauteur d'étage courant $h_{e-c} = 3,06$ [m].

Hauteur totale (avec acrotère) $h_t = 31.20$ [m].

I-3- Les éléments de la superstructure :

a- L'ossature :

La tour est à ossature mixte (portiques-voiles)

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

b- Les planchers :

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages, ils sont réalisés en dalles pleines pour les balcons et la cage d'ascenseur et seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées pour les autres.

Ils ont pour fonctions :

- Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.
- La séparation des différents étages d'une structure.

Le plancher terrasse est inaccessible comportant un système complexe d'étanchéité et une pente de (2%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

c- Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur, de 60 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse. Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

d- La maçonnerie :

1- Les murs extérieurs : ils seront réalisés en double cloison de 25 [cm] d'épaisseur, en briques creuses de 10 [cm] avec une lame d'air de 5 [cm].

2- Les murs de séparation intérieurs : ils seront réalisés en simple cloison (briques creuses de 10 [cm] d'épaisseur).

e- Les escaliers :

La structure est composée d'une cage d'escalier qui relie tous les différents étages, Ces escaliers comportent deux volées adjacentes et seront constitués de paliers et paillasses coulés sur place.

f- Les revêtements : ils sont réalisés en :

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

g- Eléments composant l'infrastructure :

Fondations : Le choix de la fondation se fera selon l'importance de l'ouvrage et la nature du sol.

h- Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique (pour les voiles) pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique (en bois).

I-4- Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

I- 4.1- Le béton :

Il sera préparé suivant une étude de composition établie par un laboratoire en utilisant les matériaux : sables, graviers, ciment et eau.

Le ciment utilisé est de classe 325(CPA325) dosé à **350 [kg/m³]** de béton.

Le béton du présent ouvrage sera conforme aux règles (BAEL91) et le (RPA 99 modifié en 2003) applicables en ALGERIE.

Le dosage courant par 1m³ sera comme suit :

- Granulats : (sable 0/5, gravier 5/25)
 - sable 400[L]
 - gravions 800[L]
- Ciment 350[kg/m³](CPA325)
- Eau de gâchage 175[L].

A- Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvettes normalisées (16X32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude du projet, on prend $f_{c28} = 25$ [MPa].

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est donnée par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPa]}$$

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

} (BAEL91/Art2.1, 11)

B- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad (f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]}) \quad \text{avec } f_{cj} \leq 60 \text{ [MPa]} \quad \dots \dots \quad \text{(BAEL91 / Art A.2.1, 12)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} \quad \text{D'où: } f_{t28} = 2,1 \text{ [MPa]} \quad \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$$

- Les différents états limites:

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux divers conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

a- Etat limite ultime :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{en [MPa]} \quad \text{(BAEL91 / Art 4.3 .41)}$$

θ : Coefficient de durée d'application de la combinaison d'action :

$\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures

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

$\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heures.

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante $\rightarrow f_{bc} = 14,2$ [MPa]

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $\rightarrow f_{bc} = 18,48$ [MPa]

La relation contrainte –déformation est illustrée dans la figure suivante :

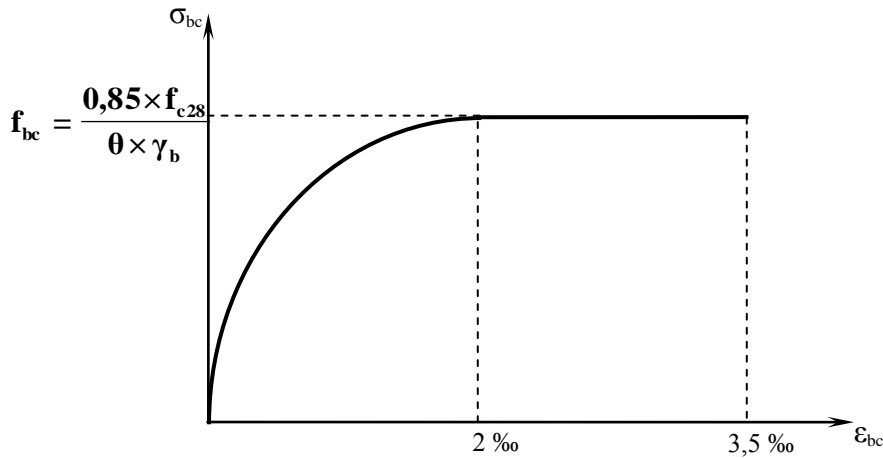


Figure I-1 : Diagramme contrainte - déformation du béton à la compression(ELU).

Le diagramme est constitué :

- D'une partie en courbe parabolique, la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- D'une partie rectangulaire (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} 10^3 \epsilon_{bc} (4 - 10^3 \epsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{tj}}{\theta \gamma_b} \epsilon_{bc} = f_{bc}$$

b- Etat limite de service :

L'état limite de service est l'état au delà du quel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en [MPa]} \quad \text{(BAEL91 / Art 4.5.2)}$$

D'où : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$

Le béton est considéré comme élastique et linéaire, la relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I-2.

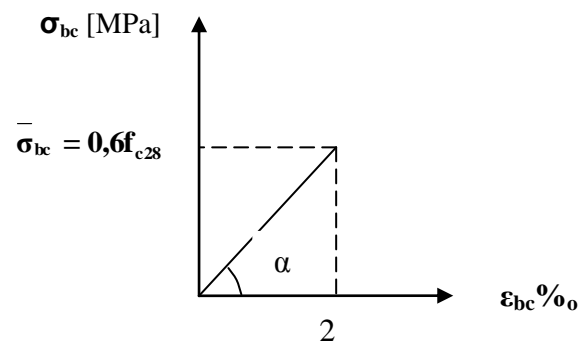


Figure I-2 : diagramme contrainte – déformation du béton à la compression (ELS).

b-1- Contrainte tangente conventionnelle :

Donnée par la formule suivante :
$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}} \quad (\text{BAEL91 / Art 5.1.21})$$

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5) \text{ [MPa]}$$

pour la fissuration peu nuisible.

$$\tau_u = \min (0,10 f_{c28}, 4) \text{ [MPa]}$$

pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

b-2- Module de déformation longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

b-2-1- Module de déformation instantanée :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en [MPa]} \quad (\text{BAEL91 / Art 2 .1. 21})$$

D'où:

$$\text{pour } f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ [MPa]}$$

b-2-2- Module de déformation différée :

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en [MPa]} \quad (\text{BAEL91 / Art 2.1.3})$$

D'où:

$$E_{vj} = 10818,86 \text{ [MPa]}$$

b- 3- Module de déformation transversale:

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

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

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

b-4- Coefficient de poisson :

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales, il sera pris égal à :

ν = 0,2 à l'état limite de service.....(BAEL91 / Art A.2.1.3) :

ν = 0 à l'état limite ultime.

I -4-2- Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A). Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

Aciers à haute adhérence [feE400].....fe = 400 [MPa]

Treillis soudés [TL 520]..... fe = 520 [MPa].

- Limite d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale (Es), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.

Es = 200000 [MPa] (BAEL99 / Art A.2.2)

a- Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3.

b- La limite élastique garantie Fe :

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰

c- Diagramme contrainte-déformation :

Le diagramme contrainte déformation est illustré dans la figure 1-3 (BAEL91 / Art A 2.2.2)

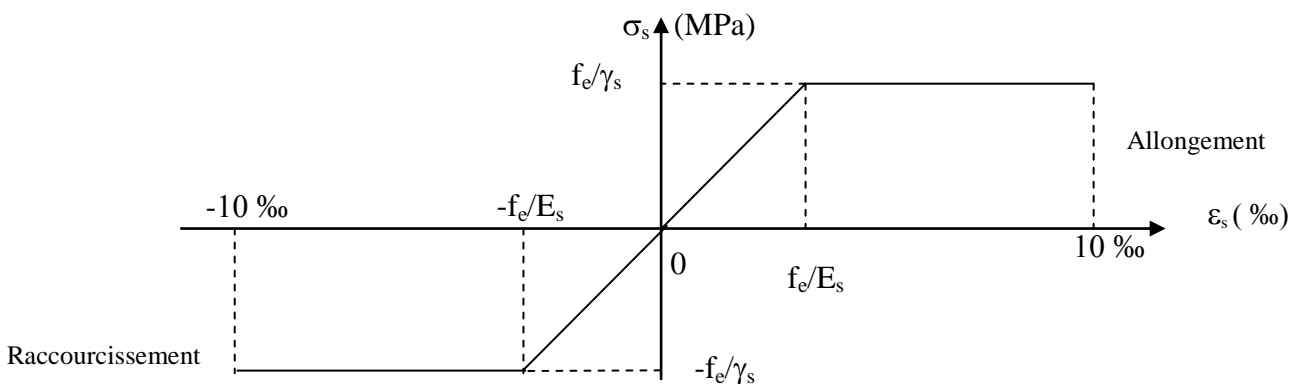


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

d- Contrainte limite de l'acier :

1- L'état limite ultime (ELU) (BAEL 91/A.2.1,3) :

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

- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- f_e : Limite d'élasticité garantie.
- γ_s : Coefficient de sécurité

Avec : • $\gamma_s=1,15$ situation courante.

• $\gamma_s=1,00$ situation accidentelle.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ [Mpa]}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ [Mpa]}$
$f_e = 520 \text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ [Mpa]}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ [Mpa]}$

2- Etat limite de service (ELS) :

Afin de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), on limite les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations :

a-Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\sigma_{st} \leq f_e \quad \text{(BAEL91 / Art A.4.5.32)}$$

b-Fissuration préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad \text{(BAEL91 / Art A.4.5.33)}$$

Avec : η : coefficient de fissuration égal à :

- $\eta = 1,00$ pour les RL
- $\eta = 1,6$ pour les HA si $\Phi \geq 6 \text{ [mm]}$
- $\eta = 1,3$ pour les HA si $\Phi < 6 \text{ [mm]}$

c-Fissuration très préjudiciable :

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{BAEL91 / Art A.4.5.34})$$

Avec: η coefficient de fissuration.

$\eta = 1.0$pour les RL.

$\eta = 1.6$pour les HA dont $\Phi \geq 6$ [mm]

$\eta = 1,3$pour les HA dont $\Phi < 6$ [mm].

}..... (BAEL91 / Art A.7.2 .1)

d- Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et préserver 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] : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.
- $C \geq 3$ [cm] : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 5$ [cm] : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

INTRODUCTION :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux utilisés, on passe au pré dimensionnement des éléments tel que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et enfin les voiles. Ce pré dimensionnement nous permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II.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. La structure comporte deux sortes de planchers qui sont :

- a) **Plancher en corps creux.**
- b) **Dalle pleine.**

a - Le plancher en corps creux :

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression armée 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 son poids propre et les surcharges d'exploitation, 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 : $L = 375 - 45 = 330$ [cm].

Ce qui nous donne :

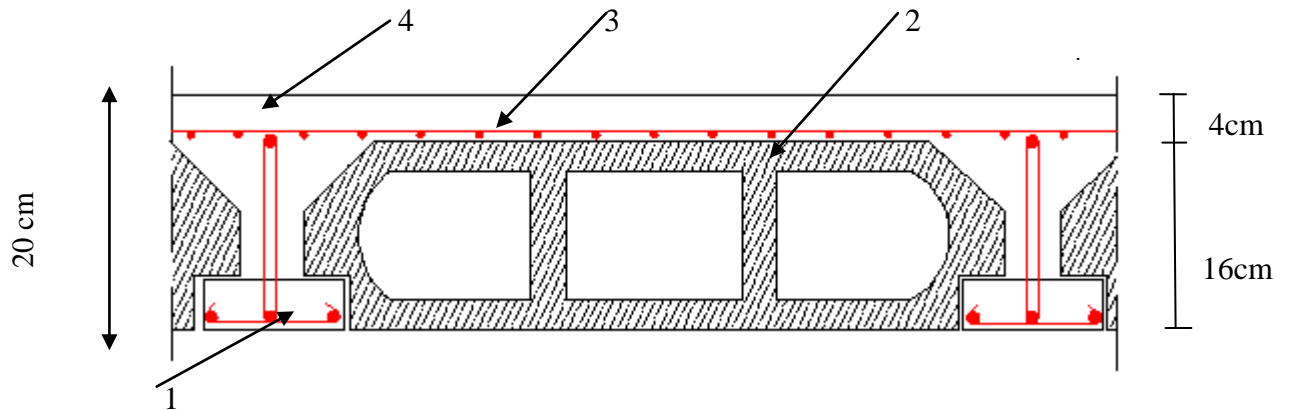
$$h_{tp} \geq 330/22,5 = 14,66 \text{ (cm)}.$$

On opte alors pour :

$$h_{tp} = 20 = (16+4) \text{ qui sera valable pour tous les planchers en corps creux.}$$

- ✓ **Conclusion :** on adoptera un plancher de 20[cm], composé d'un hourdis de 16[cm] et d'une dalle de compression de 4[cm] d'épaisseur.

{ 16[cm] la hauteur du corps creux.
 { 4[cm] la hauteur de la dalle de compression.



- 1 - Poutrelle
- 2 - Corps creux
- 3 - Treillis soudé
- 4 - Dalle de compression

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

a-1- Vérification de la sécurité contre l'incendie :

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 7 \text{ [cm]} \text{ pour 1 heure de coupe feu.} \\ e \geq 11 \text{ [cm]} \text{ pour 2 heures de coupe feu.} \end{array} \right.$$

On a $h_t = 20 \text{ [cm]}$ donc la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

b- Plancher en dalle pleine :

b-1- Condition de résistance à la flexion :

Le calcul s'effectue en considérant la dalle la plus défavorable de la manière suivante :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \quad \text{avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} l_x : \text{petit coté du panneau de dalle} \\ l_y : \text{grand coté du panneau de dalle} \end{array} \right.$$

Si $\alpha \leq 0.4$ la dalle porte sur 1 seul sens ; $e \geq \frac{l_x}{30}$

Si $\alpha \geq 0.4$ la dalle porte sur 2 sens ; $e \geq \frac{l_x}{30}$

a) dalles reposant sur 2 appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

b) dalles reposant sur 3 appuis :

$$\frac{L_x}{40} \leq e \leq \frac{L_x}{35}$$

c) dalles reposant sur 4 appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

Avec :

 l_x : Petit coté du panneau de dalle l_y : Grand coté du panneau de dalle

Dans notre cas on a deux panneaux à étudier :

- **Panneau 1 :(reposant sur 3 appuis)**

$$L_x=1,60[m], L_y=2,30[m]$$

$$\frac{L_x}{40} \leq e \leq \frac{L_x}{35} \Rightarrow \frac{160}{40} \leq e \leq \frac{160}{35} \quad \text{D'où} \quad 4 \leq e \leq 4,57 \text{ [cm]}$$

- **Panneau 2 :(reposant sur 4 appuis)**

$$L_x=1,60[m], L_y=1,60[m]$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40} \quad \text{D'où} \quad 3,2 \leq e \leq 4 \text{ [cm]}$$

b-2- Résistance au feu :Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à **11[cm]**.**b-3-Isolation acoustique :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

- Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est nécessaire d'avoir une masse surfacique minimale de 350[kg/m²].

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14[\text{cm}]$$

Nous prenons pour tous les planchers en dalle pleine :

$$e = 15 \text{ [cm].}$$

II-2- Les poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par référence au BAEL 91 comme suit :

h : hauteur comprise entre $L/15 \leq h \leq L/10$.

b : largeur comprise entre $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$.

L : portée entre nus d'appuis.

Et doivent aussi vérifier les conditions du RPA suivant:

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

➤ Poutres principales :

Hauteur : $L/15 \leq h \leq L/10$

$$L_{\max} = 500 - 45 = 455[\text{cm}]$$

$$455/15 \leq h \leq 455/10$$

$$30,33 \leq h \leq 45,5$$

$$\boxed{h=40[\text{cm}]}$$

La hauteur de la poutre principale sera donc

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

$$0,4 \cdot 40 \leq b \leq 0,7 \cdot 40$$

$$16 \leq b \leq 28$$

La largeur sera : $\boxed{b=30[\text{cm}]}$

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

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

➤ Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 475 - 45 = 330$$

Hauteur : $L/15 \leq h \leq L/10$

$$330/15 \leq h \leq 330/10$$

$$22 \leq h \leq 33$$

On prend :

$$\boxed{h=35[\text{cm}]}$$

Largeur : $0,4.h \leq b \leq 0,7.h$

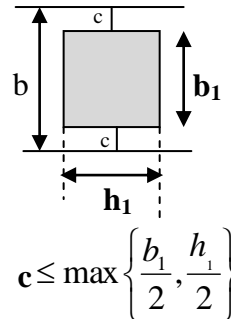
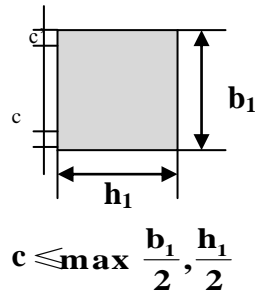
$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

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

On prend : **b=25[cm]**

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

- $b \geq 20$ cm25 \geq 20 [cm] *condition Vérifiée.*
- $h_t \geq 30$ cm.....35 \geq 30 [cm] *condition Vérifiée.*
- $h_t / b \leq 4$ 35 /25=1,4 \leq 4 *condition Vérifiée.*



Section des poutres adoptées :

- Sens transversal : (poutres principales PP) : **(30.40) [cm²]**.
- Sens longitudinal: (poutre secondaires PS) : **(25.35) [cm²]**.

II-3- Pré dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1/ RPA 99 version 2003)

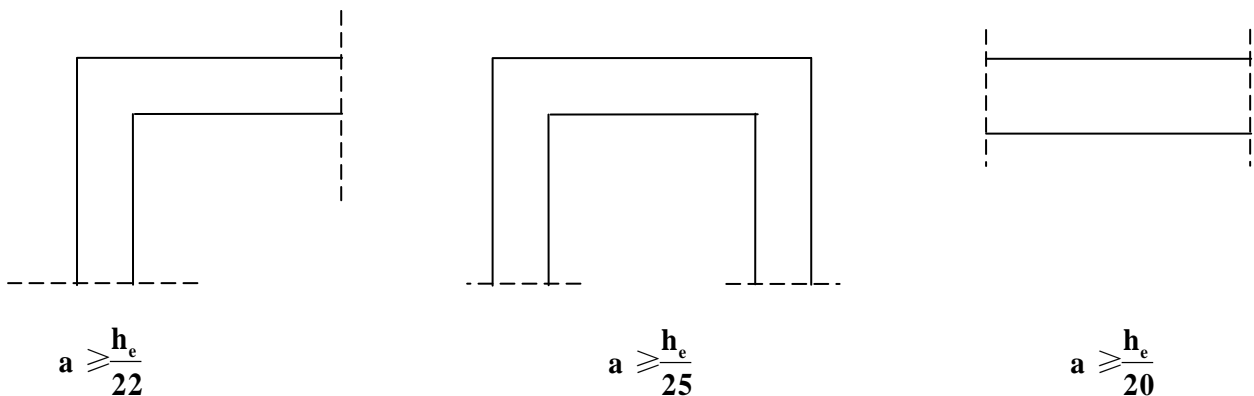


Figure II-2. Coupes des différents voiles.

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le (RPA 99 version 2003) leur pré dimensionnement se fera comme suite :

a- L'épaisseur du voile « e » :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et la condition de rigidité aux extrémités.

$$h_e = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ (la hauteur du RDC et étage courant)}$$

$$e_{\max} = \left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20} = \frac{271}{20} = 13,55 [\text{cm}].$$

On prend $e = 20 [\text{cm}]$

b- Largeur du voile :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition : $l \geq 4e$

$$l \geq 4 \times 20 = 80 [\text{cm}] \quad \Rightarrow \quad l \geq 80 [\text{cm}] \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Avec :

l : Largeur du voile.

e : Epaisseur du voile.

II-4- Les poteaux :

Les poteaux seront pré 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 considérer est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante $S \geq N_s / \sigma_{bc}$

Avec : N_s : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à $(G+Q)$

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 [\text{MPa}].$$

L'effort normal N_s est déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91**.

On aura donc à déterminer les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment

II-5- Détermination des charges et surcharges :

II -5-1. Les charges permanentes :

A- Les murs : Murs extérieurs et murs intérieurs :

1) Murs extérieurs :

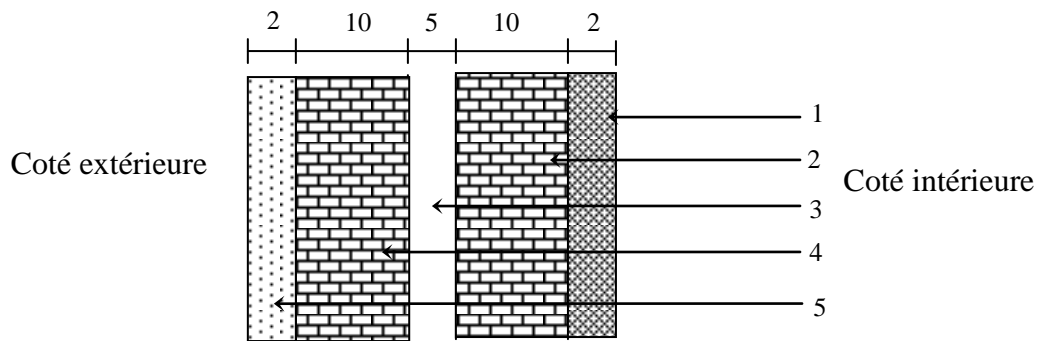


Figure II-3 : Coupe transversale du mur en double cloison.

N°	Désignation	ρ (KN / m ³)	Epaisseur [m]	Charge [KN/m ²]	Gi
1	Mortier de ciment	18	0.02	0,36	
2,4	Brique creuse	9	2x0.1	1,80	
3	Lame d'aire	/	0,05	/	
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0,2	
	Total			2,36	

2) Murs intérieurs :

➤ mur en brique creuse de 10 [cm] d'épaisseur :

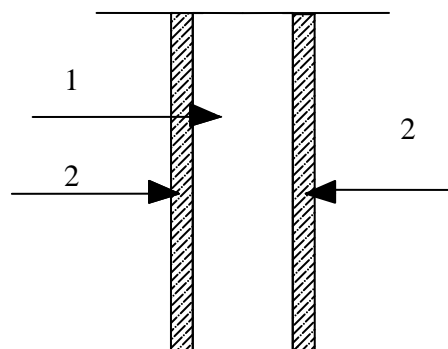


Figure II-4 : Coupe transversale du mur en simple cloison (brique de 10 cm d'épaisseur)

N°	Désignation	ρ (KN / m ³)	Epaisseur e [m]	Charge Gi [KN/m ²]
1	Brique creuse	9	0,1	0,90
2	Enduit de plâtre	10	2. 0,02	0,4
	Total		/	1,3

➤ Mur en brique creuse de 15 [cm] d'épaisseur :

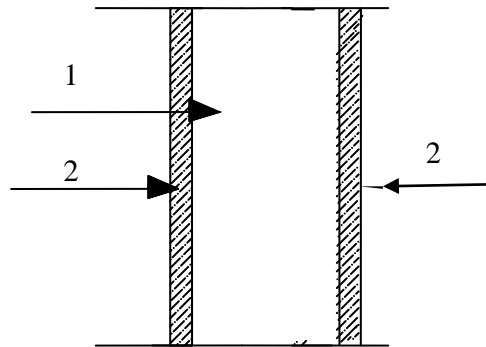


Figure II-5 : Coupe transversale du mur en simple cloison (brique de 15[cm] d'épaisseur)

N°	Désignation	ρ (KN / m ³)	Epaisseur e [m]	Charge Gi [KN/m ²]
1	Brique creuse	9	0,15	1,35
2	Enduit de plâtre	10	2. 0,025	0,5
	Total			1,85

B- Les différents planchers :

a-Plancher terrasse :(inaccessible) :

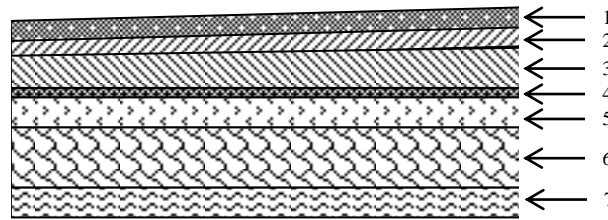


Figure II-6 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

N°	désignation	Epaisseur e [m]	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charge G_i [KN/m ²]
1	Couche de gravillon	0,05	20	1,00
2	Etanchéité	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,05	22	1,10
4	Feuille de polyane	0,01	1	0.01
5	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux (16+4)	0,20	-	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
	total	/	/	5,39

b- Plancher d'étage courant (corps creux) :

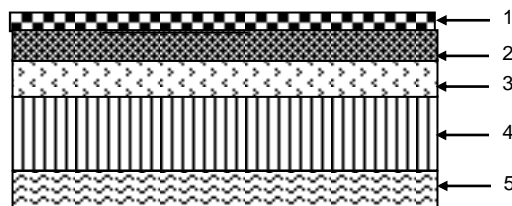


Figure II-7 : Coupe transversale du plancher d'étage courant

N°	Désignation	Epaisseur e [m]	Poids volumique γ [KN/m ³]	Charge G_i [KN/m ²]
1	Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	22	0,44
4	Plancher en corps creux (16+4)	0,20	-	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Maçonnerie en brique creuse	10	/	0,90
			total	5,18

c- Dalle pleine (Etage courant, RDC) :



Figure II-8 : Coupe transversale de la dalle pleine

N°	Désignation	Epaisseur e [m]	Poids volumique γ [KN/m ³]	Charge G_i [KN/m ²]
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	dalle en béton arme	0,15	25	3,75
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
			total	5,11

d-les balcons :

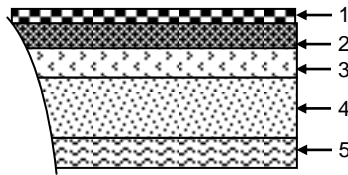


Figure II-9 : Coupe transversale de la dalle du balcon

N	Désignation	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Charge G _I [KN /m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	dalle en béton arme	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	20	0,4
			Total	5,51

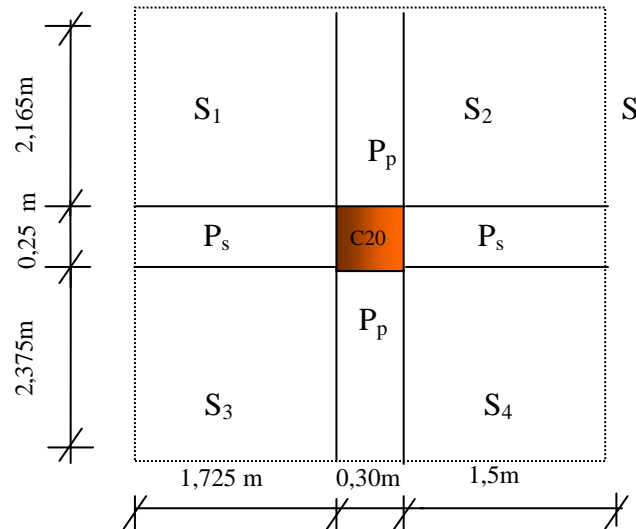
II-6- Les surcharges d'exploitations:

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

- Plancher terrasse et salle machine	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-7- Descente de charge :

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

II-7.1 Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité C20 :✓ **Surface d'influence:**

$$S_{\text{plancher}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{\text{plancher}} = (2,165 + 2,375) (1,725 + 1,5) = 14,64 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$S_{\text{plancher}} = 14,64 \text{ [m}^2\text{]}$$

a-Charges permanentes revenant à chaque plancher :**- Plancher terrasse inaccessible :**

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

- Plancher étage courant en corps creux :

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

- Plancher étage courant et autre en dalle pleine :

$$G = 5,11 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

- Plancher du balcon :

$$G = 5,51 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

b-Poids de chaque plancher :

$$\text{Poids du plancher } P = G \times S$$

- Plancher terrasse inaccessible :

$$P = 5,39 \times 14,64 = 78,91 \text{ [KN]}$$

- Plancher étage courant :**Corps creux :**

$$P_1 = 5,18 \times 14,64 = 75,83 \text{ [KN]}$$

c-Poids revenant à chaque poutre :

Poutres principales :

$$P = [(2,375 \times 0,40 \times 0,30) + (2,165 \times 0,40 \times 0,30)] \times 25 = 13,62 \text{ KN}$$

Poutres secondaires :

$$P = [(1,725 \times 0,35 \times 0,25) + (1,5 \times 0,35 \times 0,25)] \times 25 = 7,05 \text{ KN}$$

D’ou le poids total $P = 13,62 + 7,05 = 20,67 \text{ KN}$

$$P_{\text{poutre}} = 20,67 [\text{KN}]$$

II-7-2- Calcul des charges d’exploitation selon la loi de dégression des charges :

✓ **Loi de dégression de charge :**

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

$$\Sigma_0 = Q_0$$

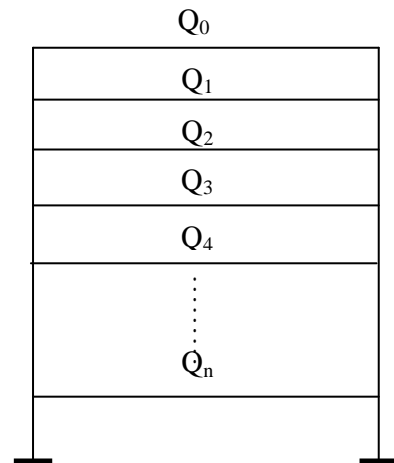
$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i$$

Pour $n \geq 5$



✓ **Coefficients de dégression des surcharges :**

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficients	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,687	0,66	0,65

✓ Les surcharges cumulées :

$$Q_0=14,64 \text{ [KN]}$$

$$Q_0+ Q_1 =14,64+21,96= 36,6\text{[KN]}$$

$$Q_0+ 0,95(Q_1 + Q_2)= 14,64+ 0,95(2 \times 21,96)=56,364 \text{ [KN]}$$

$$Q_0+ 0,90(Q_1 + Q_2+Q_3) = 14,64 + 0,90(3 \times 21,96)=73,932 \text{ [KN]}$$

$$Q_0+ 0,85(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4)= 14,64 + 0,85(4 \times 21,96)=89,304\text{[KN]}$$

$$Q_0+ 0,80(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5)= 14,64 + 0,80(5 \times 21,96)=102,48 \text{ [KN]}$$

$$Q_0+ 0,75(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)= 14,64 + 0,75(6 \times 21,96)=113,46 \text{ [KN]}$$

$$Q_0+ 0,71(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7)= 14,64+ 0,71(7 \times 21,96)=123,781\text{[KN]}$$

$$Q_0+ 0,68(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8)= 14,64+ 0,68(8 \times 21,96)=134,102 \text{ [KN]}$$

$$Q_0+ 0,66(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9)= 14,64 +0,66(9 \times 21,96) =145,082\text{[KN]}$$

Avec : Q_0 : surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible: $Q_0 =1 \times 14,64=14,64\text{KN}$.

Q_1 à Q_9 : surcharges d'exploitations du plancher étage courant : Q_1 à $Q_9 = 1.5 \times 14,64= 21,96 \text{ KN}$.

Tableau récapitulatif de la descente de charge sur le poteau :

Niveaux	Charges permanentes [KN]						Charges d'exploitations [KN]		Efforts Normaux N_s [KN]	Sections [cm ²]
	Poids des planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	$G_{(i)}$	G cumulée	Q [KN]	Q Cumulée [KN]	$N_s = G_C + Q_C$	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section Adoptée (b×h)
10	78,91	0	20,67	99,58	99,58	14,64	14,64	114,22	76,146	(35×30)
9	75,83	4,987	20,67	96,5	196,08	21,96	36,6	232,68	155,12	(35×30)
8	75,83	4,987	20,67	96,5	292,58	21,96	56,364	348,44	232,293	(35×30)
7	75,83	4,987	20,67	96,5	389,08	21,96	73,932	463,012	308,674	40×35)
6	75,83	4,987	20,67	96,5	485,58	21,96	89,304	574,884	383,256	(40×35)
5	75,83	4,987	20,67	96,5	582,08	21,96	102,48	684,56	456,373	(40×35)
4	75,83	4,987	20,67	96,5	678,58	21,96	113,46	792,04	525,026	(45×40)
3	75,83	4,987	20,67	96,5	775,08	21,96	123,781	898,861	599,241	(45×40)
2	75,83	4,987	20,67	96,5	871,58	21,96	134,102	1005,682	670,454	(45×40)
1	75,83	4,987	20,67	96,5	968,08	21,96	145,082	1113,162	742,108	(45×40)

II-7-3- Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non)des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement qui doit satisfaire l'inégalité 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 ($B=h \times b$)

l_0 : Longueur libre du poteau

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{h}$$

Ce qui donne :

1-Poteaux du rez-de-chaussée de section (45,40):

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{h} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 266}{45} = 14,33$$

2- Poteaux d'étages courants, (45,40), (40,35), (35,30):

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{h} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 266}{45} = 14,33$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{h} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 266}{40} = 16,12$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{h} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 266}{35} = 18,43$$

$\lambda < 35$ condition vérifiée pour tous les poteaux.

III .1. Calcul des planchers :

Notre structure comporte des planchers en corps creux et d'autre en dalles pleines.

A) plancher en corps creux :

• Introduction :

La structure comporte un plancher en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier et sont disposées suivant la petite portée et sur lesquelles reposent les corps creux,

Les poutrelles sont des sections en T, distantes de 65[cm] entre leurs axes. Le remplissage en corps creux, est utilisé comme coffrage perdu et ayant un rôle d'isolation thermique et phonique.

A-1-) Détermination des dimensions de la section en T :

La poutrelle est calculée comme une poutre en T donc, il est nécessaire de définir la largeur efficace de la table de compression, cette largeur définit la dimension b de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur b_1 de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

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

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

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

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

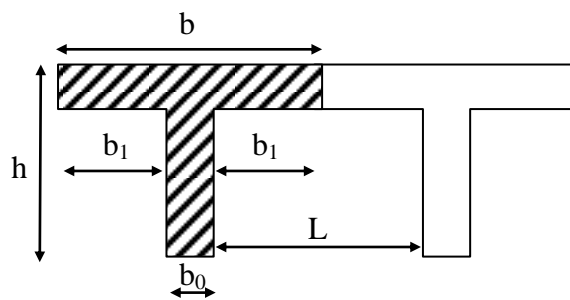


Fig.III.1 : Construction de la section en T

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

L_1, L_2 : portée libre de la poutrelle

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

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

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

Donc :

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

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq \frac{330}{10} = 33 [\text{cm}]$$

$$(3) \Rightarrow b_1 \leq \frac{2}{3} \left(\frac{330}{2} \right) = 110 [\text{cm}]$$

$$(4) \Rightarrow b_1 \leq \frac{330 + 330}{40} + \frac{2}{3} \left(\frac{330}{2} \right) = 126,5 [\text{cm}]$$

On prend donc $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

$$D' \text{ où : } b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65[\text{cm}]$$

III 1.1. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 [cm] d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder les valeurs données par le (BAEL 91) :

- ✓ 20 [cm] pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 [cm] pour les armatures parallèles aux nervures.

III 1.1.a. Calcul d'armatures : (Ferrailage de la dalle de compression)

1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Si } L \leq 50[\text{cm}]$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \quad \text{Si } 50 \leq L \leq 80[\text{cm}]$$

Dans notre cas $L = 65[\text{cm}]$

$$A_{\perp} \geq 4 L / f_e = 4 \cdot 65 / 520 = 0,5 [\text{cm}^2 / \text{ml}]$$

L : distance entre axes des poutrelles

On adopte une section $A = 0,98 [\text{cm}^2]$

Soit : 5T5 / ml ,

$S_t = 20[\text{cm}]$: Treillis soudé de 20x20 [cm]

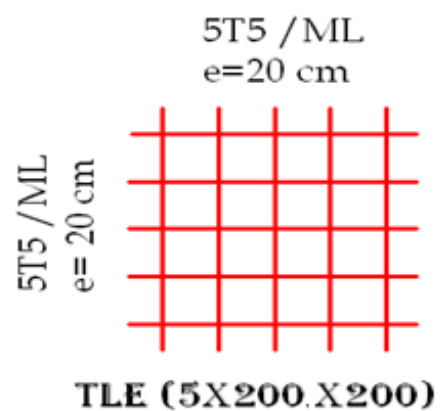


Fig.III.2: Treillis soudées

2) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,52 / 2 = 0,26 [\text{cm}^2]$$

On adopte la même section que précédemment

Soit : 5T5 / ml , $S_t = 20[\text{cm}]$

✓ **Conclusion :**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (200x200) [mm²].

III 1.2. Calcul de la poutrelle :

Le calcul se fera pour l'étage correspondant au cas le plus défavorable et comme les travées ne sont pas les mêmes pour tout l'ouvrage on opte pour le calcul de la file qui a le maximum de travées, c'est le cas des files à quatre travées du RDC. Les poutrelles seront placées selon la petite portée et seront sollicitées par une charge uniformément répartie ; le calcul se fera en deux étapes :

Schéma statique de la poutrelle a étudiée :

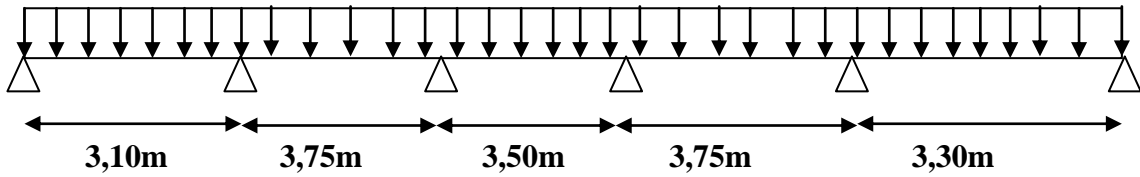


Fig.III.3 : Schéma de la poutrelle.

❖ **1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter en plus de son propre poids, la charge due à la main d’œuvre et le poids des corps creux.

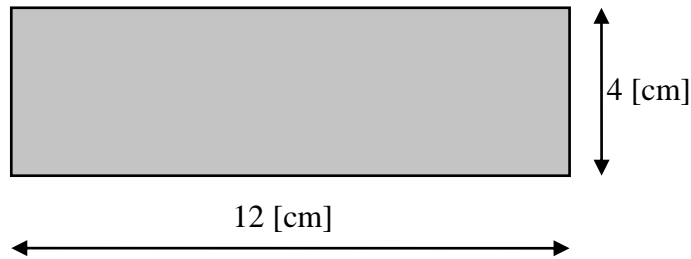


Fig.III.4 : Section transversale de la poutrelle

Chargement :

Poids propre $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12$ [KN/ml]

Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62$ [KN/ml]

Poids de la main d’œuvre..... $Q = 1$ [KN/ml]

- **Ferraillage à l’ELU :** Le calcul se fait pour la travée dont la portée est la plus longue.

La combinaison de charge à considérer : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5$$
 [KN/ml]

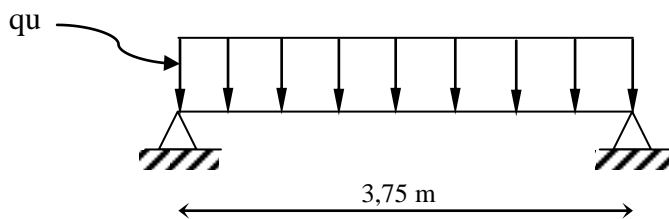


Fig.III.5 : Schéma statique

Le moment en travée :

$$M_t = q_u \times L^2 / 8 = 2,5 (3,75)^2 / 8 = 4,39$$
 [KNm]

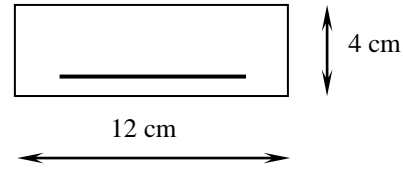
L'effort tranchant :

$$T_{\max} = q_u \times L / 2 = 2,5 (3,75) / 2 = 4,68 \text{ [KN]}$$

➤ **Calcul des armatures :**

Soit : $c = 2 \text{ cm}$

d: La hauteur utile ($d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ [cm]}$)



$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,39 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 6,44 >> \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section doublement armée (SDA).}$$

✓ **Conclusion :**

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle et l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

❖ **2^{ème} étape : 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. On aura à étudier un type de poutrelles qui est les poutrelles orthogonales :

Poids du plancher : $G = 4,28 \text{ [KN/ml]}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ [KN/ml]}$.

* **Combinaison de charge :**

$$\text{- ELU : } q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = 5,22 \text{ [KN/ml]}$$

$$\text{- ELS : } q_s = (G + Q) \times 0,65 = 3,76 \text{ [KN/ml]}$$

III 1.3. Choix de la méthode de calcul :

1) **Méthode forfaitaire** : en premier lieu en va vérifier la méthode pour la file du RDC qui est à cinq travées.

a) **Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Elle s'applique aux constructions dont :

1) la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 [KN]

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ [KN]}\}$$

$$Q = 1,5 \text{ KN} < 2G = 8,56 \text{ [KN]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) – le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées \Rightarrow **condition vérifiée.**

3) - les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\left. \begin{array}{l} L_i / L_{i+1} = 3,10 / 3,75 = 0,826 \\ L_i / L_{i+1} = 3,75 / 3,5 = 1,07 \\ L_i / L_{i+1} = 3,50 / 3,75 = 0,93 \\ L_i / L_{i+1} = 3,75 / 3,30 = 1,13 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4) - la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

✓ **Conclusion :** les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

b) Principe de la méthode (BAEL91 modifié 99 J.P mougin art 3III4)

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

c) Exposé de la méthode

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

• M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

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

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

III.1.4. Application de la méthode

- A l'ELU

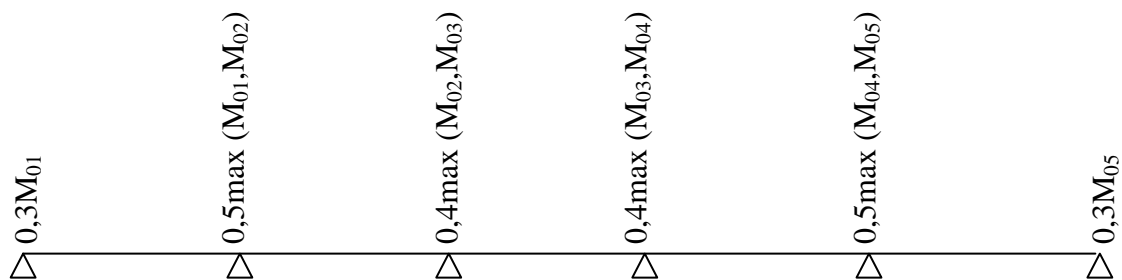
$$G = 4,28 \times 0,65 = 2,78 \text{ kN}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ kN}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,22 \text{ kN/ml}$$

Calcul du rapport de charge α

$$\alpha = \frac{1,5}{1,5 + 4,28} = 0,26$$



$$M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5,22 \times 3,10^2}{8} = 6,27 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{02} = M_{04} = \frac{5,22 \times 3,75^2}{8} = 9,17 \text{ kNm}$$

$$M_{03} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5,22 \times 3,5^2}{8} = 8 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{05} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{5,22 \times 3,30^2}{8} = 7,11 \text{ kNm}$$

$$0,3M_{01} = 0,3 \times 6,27 = 1,88 \text{ kN.m}$$

$$0,5M_{02} = 0,5 \times 9,17 = 4,59 \text{ kN.m}$$

$$0,4M_{02} = 0,4 \times 9,17 = 3,69 \text{ kN.m}$$

$$0,4M_{04} = 0,4 \times 9,17 = 3,69 \text{ kN.m}$$

$$0,5M_{04} = 0,5 \times 9,17 = 4,59 \text{ kN.m}$$

$$0,3M_{05} = 0,3 \times 7,11 = 2,13 \text{ kN.m}$$

Travée de rive :

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,26}{2} \right) 6,27 = 4,01 \text{ kN.m} \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{ 1,05; (1 + 0,3\alpha) \} M_{01} = 6,76 \text{ kN.m} \Rightarrow M_t \geq 3,53 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = 4,01 \text{ KNm}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{ 1,05; (1 + 0,3\alpha) \} M_{05} = 7,66 \text{ kN.m} \Rightarrow M_t \geq 4,3 \text{ kNm} \\ M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,26}{2} \right) 7,11 = 4,54 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = 4,54 \text{ KNm}$$

Travées intermédiaires :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{ 1,05; (1 + 0,3\alpha) \} M_{02} = 9,885 \text{ kN.m} \Rightarrow M_t \geq 5,75 \text{ kNm} \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,26}{2} \right) 8 = 4,31 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = 5,75 \text{ KNm}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{ 1,05; (1 + 0,3\alpha) \} M_{03} = 8,624 \text{ kN.m} \Rightarrow M_t \geq 4,93 \text{ kNm} \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,26}{2} \right) 9,17 = 5,96 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = 5,96 \text{ KNm}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{ 1,05; (1 + 0,3\alpha) \} M_{04} = 9,885 \text{ kN.m} \Rightarrow M_t \geq 5,75 \text{ kNm} \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,26}{2} \right) 9,17 = 4,94 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = 5,75 \text{ KNm}$$

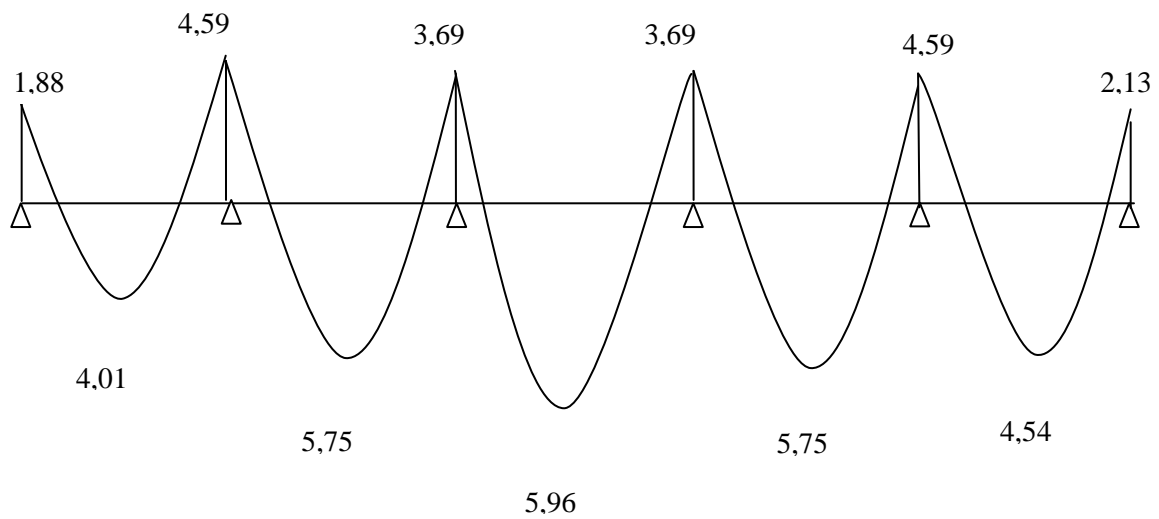


Fig.III.6. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

➤ **Les efforts tranchants**

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

Avec :

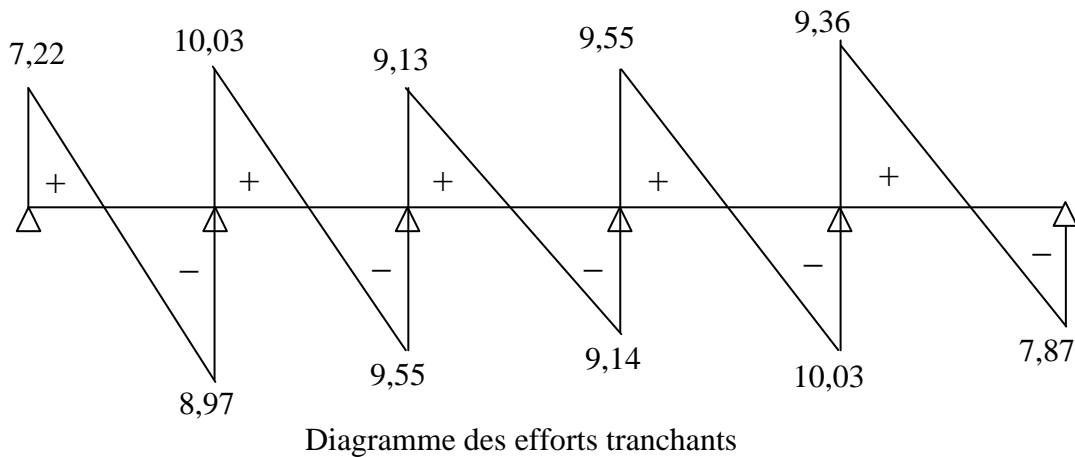
T_i : Effort tranchant à l'appui (i).

T_{i+1} : Effort tranchant à l'appui (i+1).

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_i	1,88	4,59	3,69	3,69	4,59
M_{i+1}	4,59	3,69	3,69	4,59	2,13
T_i	7,22	10,03	9,13	9,55	9,36
T_{i+1}	-8,97	-9,55	-9,14	-10,03	-7,87

Tableau III.1 : Valeur des efforts tranchants dans les différentes travées



III.1.5 Ferrailage à l'ELU

a) Armatures longitudinales :

• **En travée**

Le moment maximal en travée est donné par la deuxième travée :

$$M_{max}^t = 5,96 \text{ KNm}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b x h_0 x d \cdot \frac{h_0}{2} x f_{bu} = 0,65 x 0,04 x (0,18 - 0,04/2) x 14,2 x 1000 = 59,072 \text{ [KN.m]}$$

$$M = 59,07 \text{ [KNm]}$$

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

Le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (65×20).

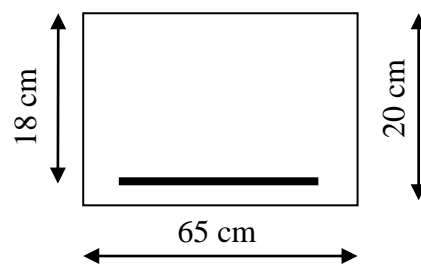
$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5,96 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,02 < 0,392$$

\Rightarrow La section est simplement armée

$$\mu = 0,02 \longrightarrow \beta = 0,990$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,96 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 0,961 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$



- **Aux appuis**

La table se trouvant dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de $(12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,59 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,083 < 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,083 \longrightarrow \beta = 0,956$$

$$A_a = \frac{4,59 \times 10^3}{0,956 \times 18 \times 348} = 0,766 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 1\phi 10 = 0,78 \text{ cm}^2$

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (**Art A.7.2.12, BAEL91**):

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

ϕ_i^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre $2\phi 6$ avec $A_t = 2\text{HA6} = 0,56 [\text{cm}^2]$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

❖ **L'espaceur des cadres :**

$$St \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2 [\text{cm}]$$

Soit un espaceur $St = 16 [\text{cm}]$

✓ **Conclusion :**

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en HA6, avec un espaceur $S_t = 16 [\text{cm}]$ sur la totalité de la poutre.

III.1.6 Vérification à l'ELU

III.1.6.1 Condition de non fragilité

- Aux appuis

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

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

$$A = 0,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travée

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.1.6.2 Vérification de l'effort tranchant

$$T_u^{\max} = 10,03 \text{ kN} ; \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{10,03 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,464 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton, (cote travée) (BAEL91/ Art5.1,313):

$$\text{On doit vérifier que: } T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_d} \times a \times b_0$$

Avec:

a = 0,9.d: Longueur d'appui de la bielle

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 10,03 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures (BAEL91/Art 5.1,313):

- Au niveau de l'appui intermédiaire:

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0,9d} < 0$$

$$\frac{M_u}{0,9d} = \frac{-4,59}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = -28,33 \text{ KN}$$

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0,9d} = 10,03 - 28,33 = -18,3 < 0$$

⇒ Les armatures longitudinales inférieures supplémentaire ne sont pas nécessaire

III.1.6.3 Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91/ Art 6.1,3):

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1 = 9,42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10,03 \times 10}{0,9 \times 18 \times 9,42} = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

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

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow$ Condition vérifiée pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.1.6.4 Ancrage des barres (BAEL91/ Art 6.1,23):

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_c sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_c}{4 \cdot \tau_{se}} \quad , \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 3,15} = 31,75 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 31,75 = 12,7 \text{ cm}$$

III.1.7 Vérification à l'ELS

➤ **Chargement à l'ELS**

$$q_s = G + Q = (4,28 + 1,5)0,65 = 3,76 \text{ kN/ml}$$

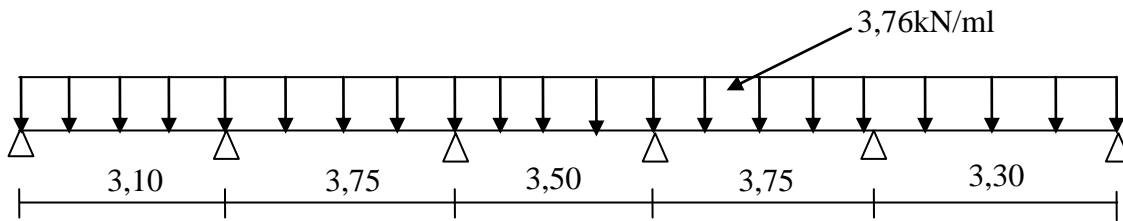


Figure III.6.1 Schéma statique de la poutrelle

$$M_{01} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{3,76 \times 3,10^2}{8} = 4,52 \text{ kNm} \quad ;$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{3,76 \times 3,75^2}{8} = 6,61 \text{ kNm}$$

$$M_{03} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{3,76 \times 3,5^2}{8} = 5,76 \text{ kNm}$$

$$M_{05} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{3,76 \times 3,30^2}{8} = 5,12 \text{ kNm}$$

$$0,3M_{01} = 0,3 \times 4,52 = 1,36 \text{ kN.m}$$

$$0,5M_{02} = 0,5 \times 6,61 = 3,31 \text{ kN.m}$$

$$0,4M_{02} = 0,4 \times 6,61 = 2,64 \text{ kN.m}$$

$$0,4M_{04} = 0,4 \times 6,61 = 2,64 \text{ kN.m}$$

$$0,5M_{04} = 0,5 \times 6,61 = 3,31 \text{ kN.m}$$

$$0,3M_{05} = 0,3 \times 5,12 = 1,54 \text{ kN.m}$$

Travée de rive :

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,26}{2} \right) 4,52 = 2,89 \text{ kN.m} \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{ 1,05; (1 + 0,3\alpha) \} M_{01} = 4,87 \text{ kN.m} \Rightarrow M_t \geq 2,54 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = 2,89 \text{ kNm}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{ 1,05; (1 + 0,3\alpha) \} M_{05} = 5,52 \text{ kN.m} \Rightarrow M_t \geq 3,1 \text{ kNm} \\ M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,26}{2} \right) 5,12 = 3,27 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = 3,27 \text{ kNm}$$

Travées intermédiaires :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{ 1,05; (1 + 0,3\alpha) \} M_{02} = 7,13kN.m \Rightarrow M_t \geq 4,15kNm \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,26}{2} \right) 6,61 = 4,22kNm \end{cases}$$

$\Rightarrow M_t = 4,22 \text{ kNm}$

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{ 1,05; (1 + 0,3\alpha) \} M_{03} = 6,21kN.m \Rightarrow M_t \geq 3,57kNm \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,26}{2} \right) 5,76 = 3,68kNm \end{cases}$$

$\Rightarrow M_t = 3,68 \text{ KNm}$

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{ 1,05; (1 + 0,3\alpha) \} M_{04} = 7,13kN.m \Rightarrow M_t \geq 4,15kNm \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,26}{2} \right) 6,61 = 4,22kNm \end{cases}$$

$\Rightarrow M_t = 4,22 \text{ KNm}$

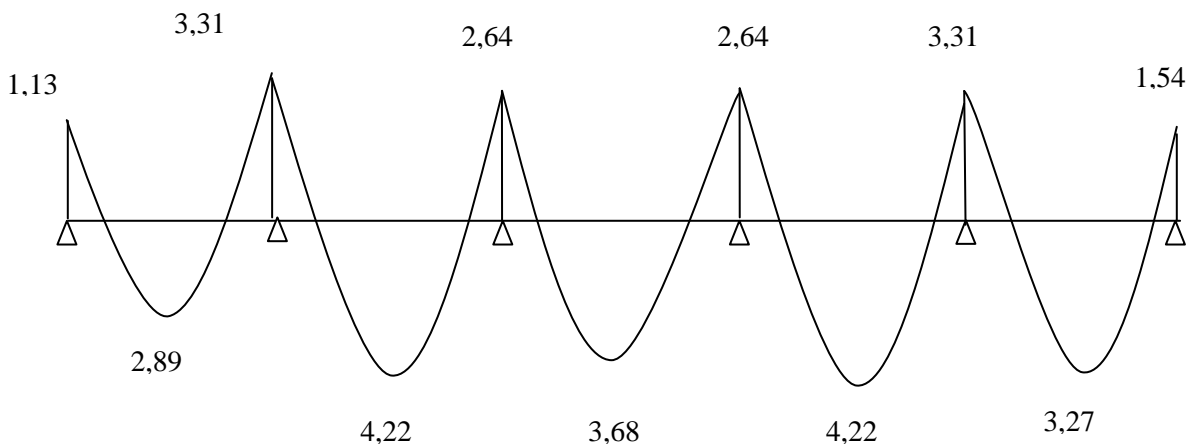


Fig.III.7 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

➤ **Les efforts tranchants**

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_i	1,13	3,31	2,64	2,64	3,31
M_{i+1}	3,31	2,64	2,64	3,31	1,54
T_i	5,12	7,22	6,58	6,87	6,74
T_{i+1}	-6,53	-6,87	-6,58	-7,22	-5,67

Tableau III.2 : Valeur des efforts tranchants dans les différentes travées

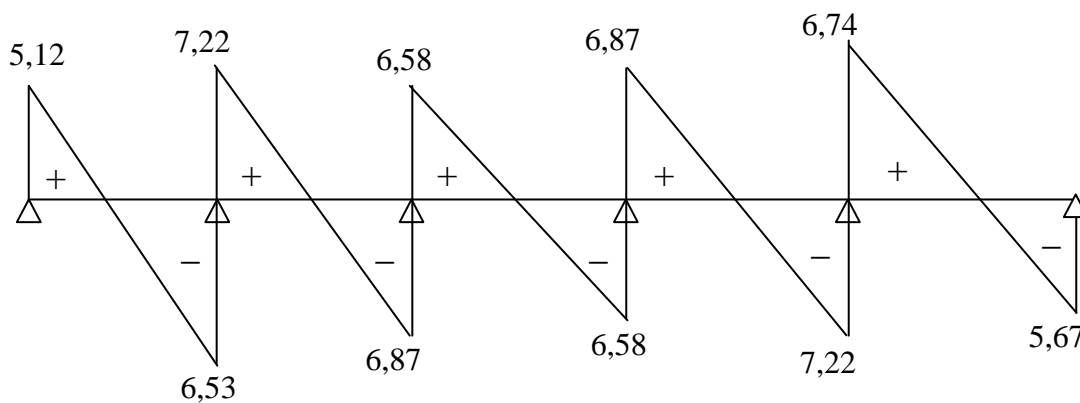


Diagramme des efforts tranchants

III.1.7.1 Vérification à l'état limite de compression

• **En travée**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,093 \Rightarrow \beta_1 = 0,856 \Rightarrow k = 0,051$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{4,22 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,36} = 11605 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0,051 \times 11605 = 5,92 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **Aux appuis**

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a=1\phi 10=0,78 \text{ Cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 0,78}{12 \times 18} = 0,361 \Rightarrow \beta_1 = 0,907 \Rightarrow k = 0,026$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{3,31 \times 10^3}{0,907 \times 18 \times 0,78} = 259,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0,026 \times 331,44 = 6,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

✓ **Conclusion** : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.1.7.2 Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures (BAEL91/ Art.B.6.3)

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

III.1.7.3 Vérification de l'état limite de déformation (BAEL91/ Art.B.6.8,424)

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{375} = 0,053 < 0,044$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c}$

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

III.1.7.4 Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3750}{500} = 7,5mm$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

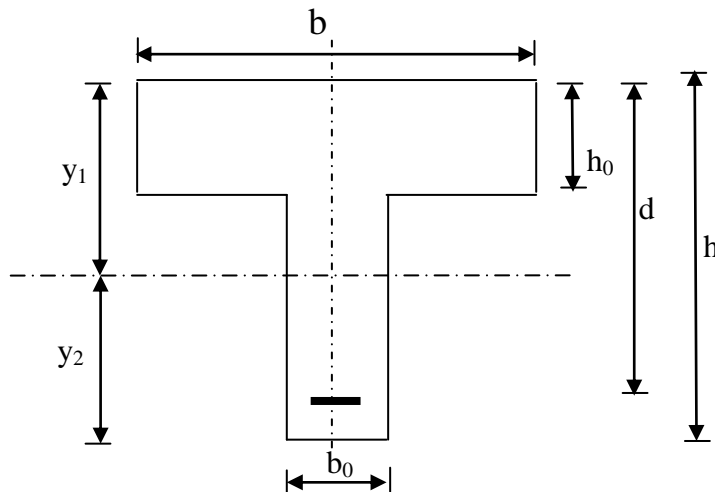
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 1081886 [MPa]$$

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

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.



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

$$y_1 = \frac{S}{B_0} ; \quad \text{Avec: } B_0 \text{ la section homogénéisée}$$

$$y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t d}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15A_t} = \frac{34585}{487,25} = 7,1 [cm]$$

$$y_1 = 7,1 [cm]; y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 7,1 = 12,9cm, \quad \text{On aura : } I_0 = 19269,89 [cm^4]$$

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 \Rightarrow \beta_1 = 0.856$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left[2 + 3 \frac{b_0}{b}\right] \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left[2 + 3 \frac{12}{65}\right] 0,01} = 1,644$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{4,22 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2,35 \times 10^2} = 108,25 [\text{MPa}]$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 108,25 + 2.1} = 0.572$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 [\text{MPa}]$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 19269,896}{1 + 1,644 \times 0.545} = 11215,28 [\text{cm}^4]$$

$$f_v = \frac{4,22 \times 10^6 (3,75 \times 10^3)^2}{10 \times 10818.86 \times 11215,28 \times 10^4} = 4,891 [\text{mm}] < \bar{f} = \frac{3750}{500} = 7,5 [\text{mm}] \Rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

❖ **Plan de ferrailage de la poutrelle :**

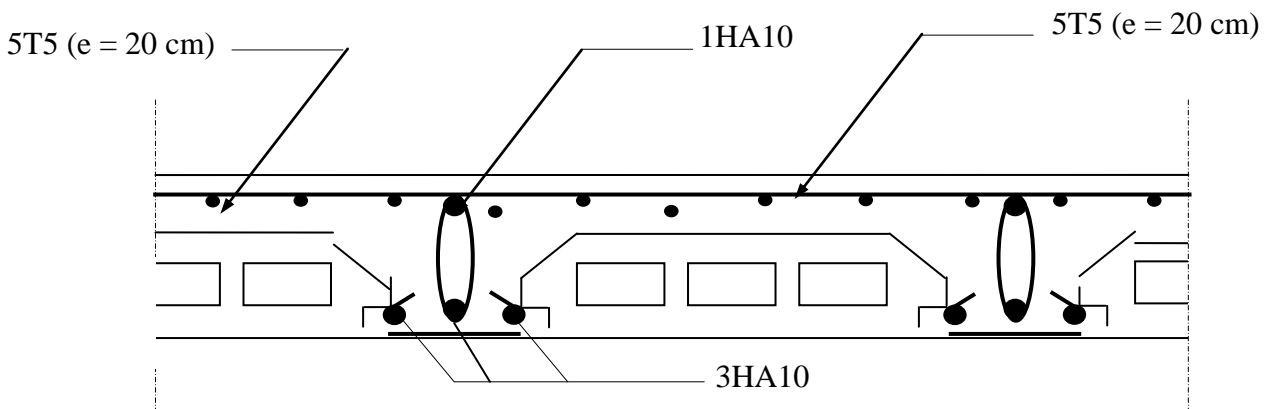
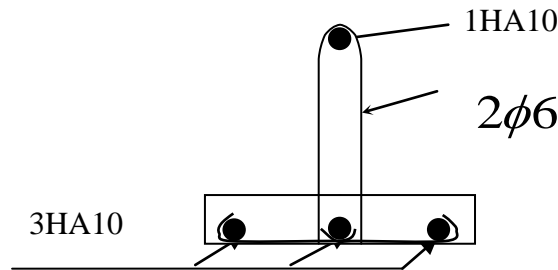


Fig.III.8 : Plan de ferrailage des planchers

III.1.b) Calcul de la dalle pleine sur trois appuis:

Le plancher a calculée est une dalle pleine de 15[cm] (voir chapitre 2), il repose sur 3 appuis comme montré dans le schéma ci-dessous :

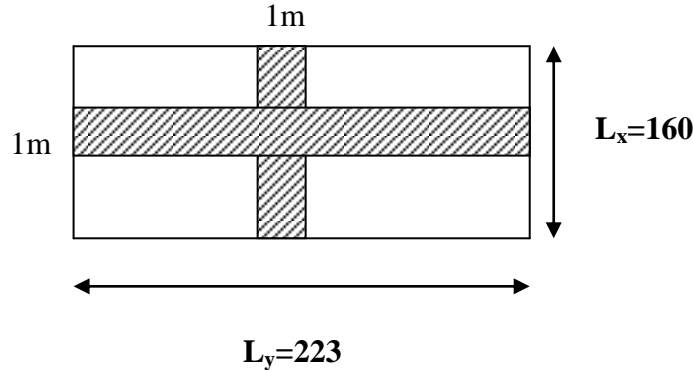


Fig.III.9 : Dalle sur trois appuis.

1. Détermination des Charges et surcharges :

Poids de la dalle : $G=5.36[\text{KN/m}^2]$ (voir chapitre 2)

2. Combinaison de charges à l'ELU :

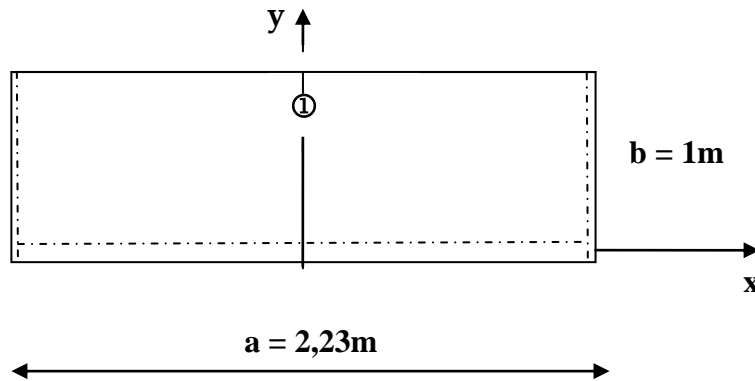
$$q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 5.36 + 1.5 \times 1.5) \times 1 = 9,49[\text{KN/ml}].$$

3. Calcul des efforts internes :

Le calcul se fera à l'aide des abaques de **GALERKIN** et **HAHN** (voir aide mémoire RDM **Jean Goulet, Jean-Pierre Boutin**)

Afin de faciliter les calculs nous allons considérer un panneau de dalle rectangulaire reposant sur 3 appuis comme montré dans le schéma ci-dessous :



$$\rho = b/a = 1/2,23 = 0.448$$

À partir du rapport (b/a) on tire de l'abaque de **GALERKIN** et **HAHN** les coefficients $\beta_1, \beta_3, \delta_1, \delta_2$.

Après interpolation des coefficients on retrouve les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0.0517 \\ \beta_3 &= 0.02 \\ \delta_1 &= 0.264 \\ \delta_2 &= 0.476\end{aligned}$$

Moments fléchissant :

❖ **suivant xx** : le moment est max au niveau du point 1

❖ $M_x = \beta_1 \cdot q \cdot a^2 = 0.0517 \times 9,49 \times 2,23^2 = 2,44$ [KN.m].

❖ **suivant yy** : le moment est max au centre du panneau

$M_y = \beta_3 \cdot q \cdot a^2 = 0.02 \times 9,49 \times 2,23^2 = 0,94$ [KN.M].

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

✓ **Suivant de x-x :**

$$M_x = 0,75 \cdot M_x^{\max} = 0,75 \times 2,44 = 1,83$$
 [KN.m]

✓ **Suivant y-y :**

$$M_y = 0,75 \cdot M_y^{\max} = 0,75 \times 0,94 = 0,705$$
 [KN.m]

Efforts tranchants :

❖ **Suivant xx :**

$$T_x = \delta_2 \cdot q \cdot a \cdot b = 0.476 \times 9,49 \times 2,23 \times 1 = 10,07$$
 [KN]

❖ **Suivant yy :**

$$T_y = \delta_1 \cdot q \cdot a \cdot b = 0.264 \times 9,49 \times 2,23 \times 1 = 5,59$$
 [KN]

4. Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1$ [m]) et d une épaisseur ($e_p=15$ [cm]).

Armatures dans le sens xx :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,83 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (130)^2} = 0,0076 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,0076 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{1,83 \times 10^4}{348 \times 130 \times 0,995} = 0,41$$
 [cm²]

On opte pour **5T10=3.9 [cm²/ml] ; Soit 1T10 tous les 20[cm].**

❖ **Armatures dans le sens yy :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,705 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (120)^2} = 0,0034 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,0034 \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{0,705 \times 10^4}{348 \times 120 \times 0,997} = 0,17 [\text{cm}^2]$$

On opte pour **5T10=3.9** [cm²/ml]; **Soit 1T10 tous les 20**[cm].

5. Vérification à l'ELU :

A) Espacement des armatures :

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

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

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 [\text{cm}]$$

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

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 [\text{cm}]$$

B) Condition de non fragilité : (Art B.7.4 /BAEL91)

❖ Dans le sens xx :

Les armatures tendues d'une section soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante aux taux d'armatures suivants :

$$W_x > W_0 (3-\rho) / 2$$

Pour les aciers HA 400 $\longrightarrow W_0 = 0.0008$

$$W_0 (3-\rho) / 2 = \frac{0.0008(3-0,448)}{2} = \mathbf{0.00102}$$

W_x : Rapport de la section tendue suivant xx par rapport à la section totale du béton.

$$W_x = \frac{A_x}{S} = \frac{3.90}{100 \times 15} = \mathbf{0.0026}$$

$$W_x > W_0 (3-\rho) / 2$$

❖ Dans le sens yy :

La section minimale suivant yy doit vérifier la condition suivante :

$$W_y > W_0$$

W_y : Rapport de la section tendue suivant yy par rapport à la section totale du béton.

$$W_y = \frac{A_y}{S} = \frac{3.9}{100 \times 15} = \mathbf{0.0026}$$

$$W_y > W_0$$

C). Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91)

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$V_{max} = 10,07$ [KN].

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{10,07 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,084$; Donc : $\tau_u = 0.084$ [MPa].

$0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16$ [MPa]

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D). Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

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

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

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

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

$\bar{\tau}_{se} = 3.15$ [MPa].

Calcul de τ_{se} :

Dans le sens $\bar{y}y$:

$\sum U_i = 3.14 \times 5 \times 10 = 157$ [mm]

$\tau_{se} = \frac{5,59 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 157} = 0,33$ Donc : $\tau_{se} = 0,33$ [MPa].

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Pas de risque d'entrainement des barres.

Dans le sens xx :

$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 10 = 125.6$ [mm]

$\tau_{se} = \frac{10,07 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6}$; Donc : $\tau_{se} = 0,69$ [MPa].

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Pas de risque d'entrainement des barres.

E) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

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

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

Calcul de τ_{su} :

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

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.4 \text{ [cm]} ; \text{ On prend } L_s = 50 \text{ [cm]}.$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.L_s** pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 20 \text{ [cm]}$**

6) Vérification à l'ELS :**A) Combinaison de charges à l'ELS :**

$$q_s = 5,36 + 1,5 = 6,86 \text{ [KN/ml]}.$$

B) Moments fléchissant :

❖ **Suivant xx** : le moment est max au niveau du point 1

$$M_x = \beta_1 \cdot q \cdot a^2 = 0.0517 \times 6,86 \times 2,23^2 = 1,76 \text{ KN.M}$$

❖ **Suivant yy** : le moment est max au centre du panneau

$$M_y = \beta_3 \cdot q \cdot a^2 = 0.02 \times 6,86 \times 2,23^2 = 0,68 \text{ KN.M}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M max par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

❖ **Suivant xx** :

$$M_x = 0.75 \cdot M_x^{\max} = 0.75 \times 1,76 = 1,32 \text{ [KN.m]}$$

❖ **Suivant yy** :

$$M_y = 0,75 \cdot M_y^{\max} = 0,75 \times 0,68 = 0,51 \text{ [KN.m]}$$

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

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

D) **Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)**❖ **Dans le sens xx :**• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

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

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3,90}{100 \times 13} \times 100 = 0,3$$

$$\rho_1 = 0,3 \Rightarrow k = 0,023 \text{ et } \beta_1 = 0,914$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1,32 \times 10^6}{0,914 \times 130 \times 390} ; \quad \underline{\text{Donc : } \sigma_{st} = 28,49 \text{ [MPa]}}$$

$$\sigma_s = 28,49 \leq \bar{\sigma}_s = 348$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15$$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{30,96}{43,17} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = 0,66 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 0,66 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$$

❖ **Dans le sens yy:**• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3,90}{100 \times 12} \times 100 = 0,325$$

$$\rho_1 = 0,325 \Rightarrow k = 0,024 \text{ et } \beta_1 = 0,911$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0,51 \times 10^6}{0,911 \times 120 \times 390} ; \quad \underline{\text{Donc : } \sigma_{st} = 11,96 \text{ [MPa]}}$$

$$\sigma_s = 11,96 \leq \bar{\sigma}_s = 348$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{11,96}{41,14} ; \quad \underline{\text{Donc : } \sigma_{bc} = 0,29 \text{ [Mpa]}}$$

$$\sigma_{bc} = 0,29 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$

E) **Etat limite de déformation :**

La flèche max est au niveau du point **1**, elle est donnée par la formule suivante:

$$f = \frac{\psi \cdot p \cdot \alpha^4}{E \cdot h^3} \quad (p=q_s)$$

À partir du rapport b/a on tire de l'abaque de **GALERKIN** et **HAHN** le coefficient ψ .
 $\psi = 0.0775$

$$f = \frac{0.0775 \times 6.86 \cdot 10^{-3} \times 2230^4}{10819.150^3} = 0,36[\text{mm}]$$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{1000}{500} = 2[\text{mm}]$

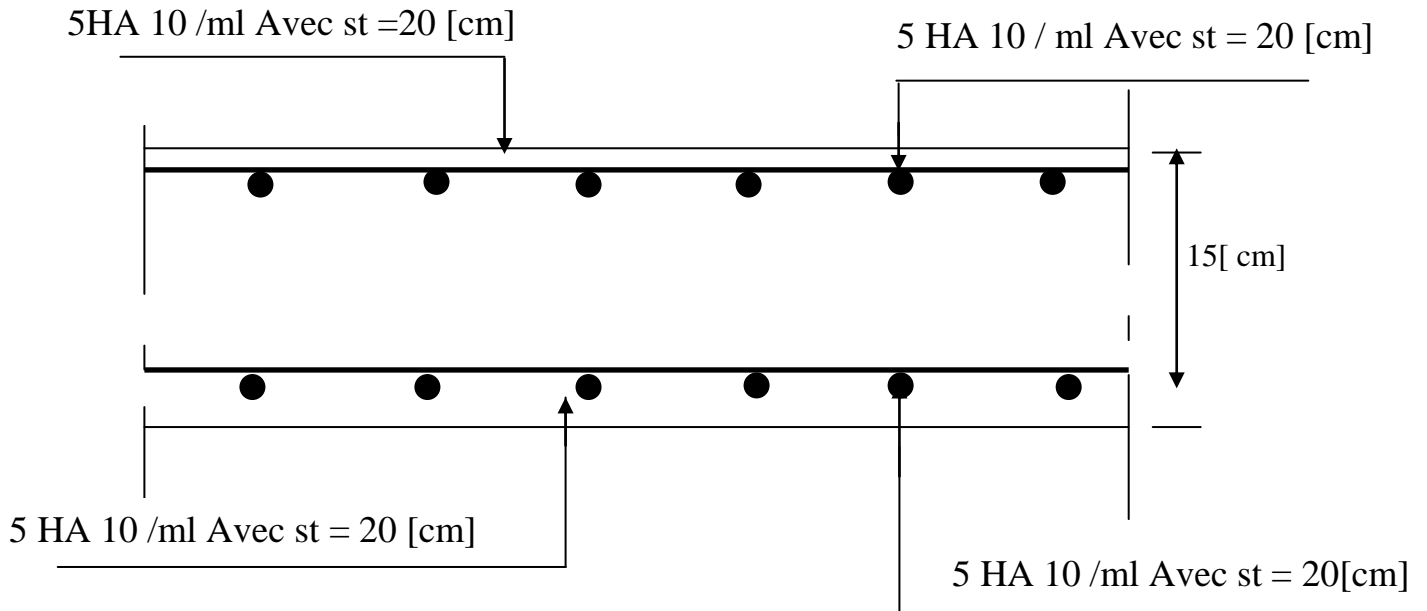
$$f = 0,36\text{mm} < \bar{f} = 2[\text{mm}] \dots\dots\dots \text{La Flèche est admissible.}$$

❖ **Conclusion :** La dalle sera ferrillée comme suit :

- **Parties supérieure et inférieure :**
- 1 T10** tous les **20[cm]** dans le **sens yy**.
- 1T10** tous les **20[cm]** dans le **sens xx**.

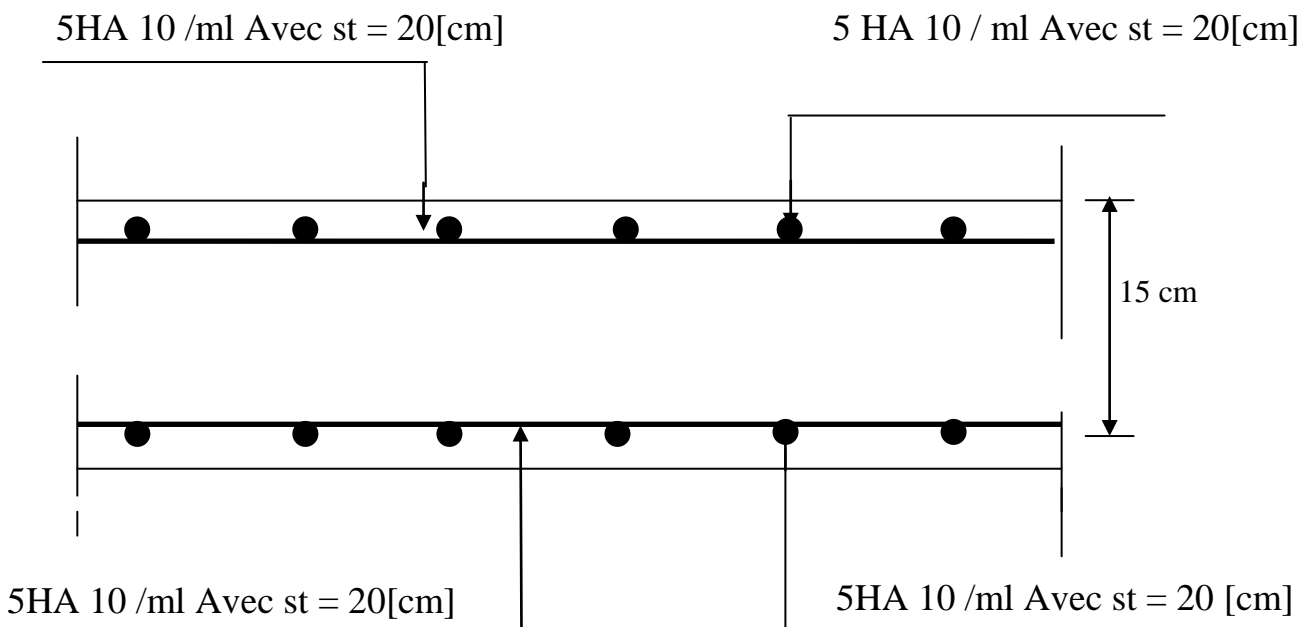
7) Ferrailage de la dalle pleine :

1) Sens X-X :



* Fig.III.10: Ferrailage de la dalle dans le sens X-X*

2) Sens Y-Y



* Fig.III.11 : Ferrailage de la dalle dans le sens Y-Y*

III.2. Etude de la salle machine :

➤ **Introduction :**

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1,20 \times 1,20 = 1,44m^2$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 t, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$$h_0 \geq \frac{Lx}{30} = \frac{120}{30} = 4 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15cm

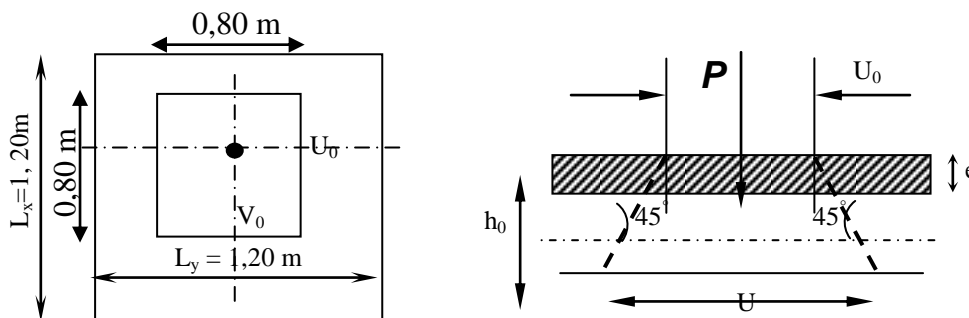


Fig. III.2.1. : Diffusion de charges dans le feuillet moyen

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

$$U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

III.2.1 Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

a) **Les moments dus au système de M_x M_y :**

$$M_x = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

ν : Coefficient de Poisson

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ dans les abaques de **PIGEAUD**.

b) Calcul des efforts :

A partir des abaques de PIGEAUD :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{120} = 1 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{120} = 0,90 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{120} = 0,90 \end{array} \right.$$

D'où : $M_1 = M_2 = 0,044$ (Tableau de PIGEAUD)**À L'ELU :**

$$v = 0$$

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

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 121,5 \times 0,044 = 5,346 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 121,5 \times 0,044 = 5,346 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III.2.2 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

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

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,20}{1,20} = 1$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,00 \end{array} \right.$$

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

$$q_u = 1,35 \times (25 \times 0,15) + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 6,56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{x2} = 0,0368 \times 6,56 \times (1,20)^2 = 0,347 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1,00 \times 0,347 = 0,374 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,346 + 0,347 = 5,693 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,346 + 0,374 = 5,693 \text{ KN.ml}$$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles

III.2.3 Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

Sens x-x et y-y :

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 5,693 = 1,708 \text{ KN.m}$$

$$d = h_t - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\text{avec: } c = 2$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1,708 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,007 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,007 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,708 \times 10^3}{0,996 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6HA8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 5,693 = 4,84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{4,84 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,020 < \mu_R = 0,392 \text{ cm}$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_b = 0,020 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_t = \frac{4,84 \times 10^3}{0,990 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

III.2.4 Résumé des résultats

zone	sens	Mu (KN. m)	μ	β	A (cm ²)	A Adoptée
Sur appuis	x-x et y-y	1,708	0,007	0,996	3,02	6HA8
En travée	x-x et y-y	4,84	0,020	0,990	4,71	6HA10

III.2.5. Vérifications à l'état limite ultime :

a) Espacements des armatures :

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

✓ **Direction principale :**

$$St \leq \min \{2.h; 25\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Direction secondaire :**

$$St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Diamètre maximal des barres :

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm.}$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 10\text{mm} \leq 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Condition de non fragilité :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas, $W_0 = 0,8\%$

✓ **Direction principale :**

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0,0008 \times (3-1)/2 = 0,0008$$

$$A_{\text{min}} = W_x \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2 < 4,71\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_x^t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Direction secondaire :**

$$W_x = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0,0008 \times (3-1)/2 = 0,0008$$

$$A_y \geq 0,8\% \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_y^t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

✓ Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

✓ Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U+V)} = \frac{121,5}{2 \times (1,05+1,05)} = 28,93 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,296 \text{ MPa} \\ 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \tau_u = 0,296 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 1.16 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

e) Condition de non poinçonnement :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (U+V) = 4,2 \text{ m}$: le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

A.N : $0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 \times 10^3 / 1,5 = 472,5 \text{ KN} \geq 121,5 \text{ KN}$.

La condition est vérifiée → Aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.2.6. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

a) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} :

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

À l'ELS :

$$q_s = P = 90 \text{ KN} \quad ; \quad \nu = 0.2$$

$$M_{x1} = 90 (0,044 + 0,2 \times 0,044) \rightarrow M_{x1} = 4,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,047 + 0,2 \times 0,044) \rightarrow M_{y1} = 4,75 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 0 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0442 \times 3,75 \times (1,20)^2 = 0,238 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1,00 \times 0,238 = 0,238 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,75 + 0,238 = 4,98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,75 + 0,238 = 4,98 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

✓ **En travée :**

$$M_x^t = M_y^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 4,98 = 4,23 \text{ KN.m}$$

✓ **En appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 4,98 = 1,49 \text{ KN.m}$$

III.2.7. Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens X-X et Y-Y:

✓ **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1,708}{1,49} = 1,14$$

$$\mu_u = 0,007 \rightarrow \alpha = 0,0100$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,335 > \alpha = 0,0100 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{4,84}{4,23} = 1,14$$

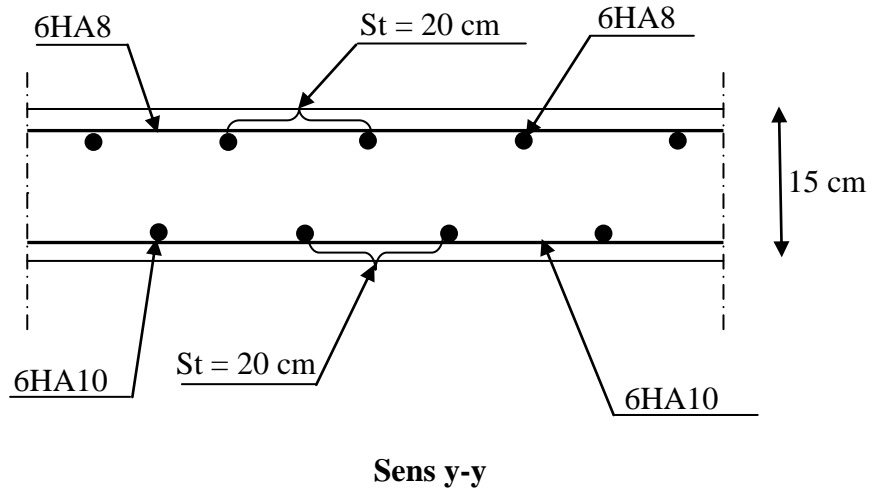
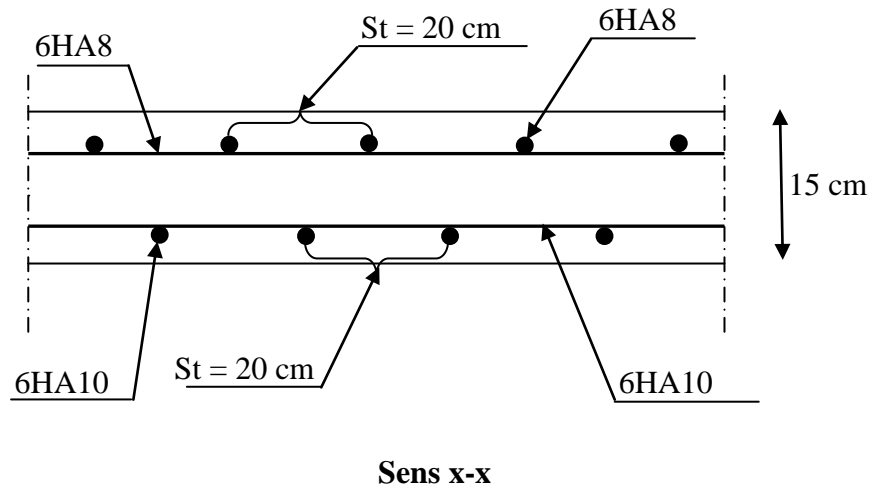
$$\mu_u = 0,020 \rightarrow \alpha = 0,0252$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,335 > \alpha = 0,0252 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.6.8. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Artc4-5-32) :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine :



III.3. L'acrotère

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort horizontal Q dû à la main courante provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée à l'ELU pour une bande de 1m de largeur et vérifiée à l'ELS.

III.3.1. Détermination des sollicitations

-Poids propre:

$$G_{acr} = S \times \rho_b$$

On a $\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$. (La masse volumique du béton)

$$G_{acr} = 25 \left[(0.5 \times 0.1) + (0.08 \times 0.2) + \left(\frac{0.02 \times 0.2}{2} \right) \right] = 1.7 \text{ KN/ml}$$

-Surcharges due à la main courante: (effort horizontal)

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

On prend pour le calcul une bande de 1m.

- Effort normal du au poids propre :

$$N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1.7 \times 1 \text{ ml} = 1,7 \text{ KN}$$

- Effort tranchant :

$$T_Q = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

-Moment de renversement du à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 1 \times 1 \text{ ml} \times 0.6 = 0.6 \text{ KNm}$$

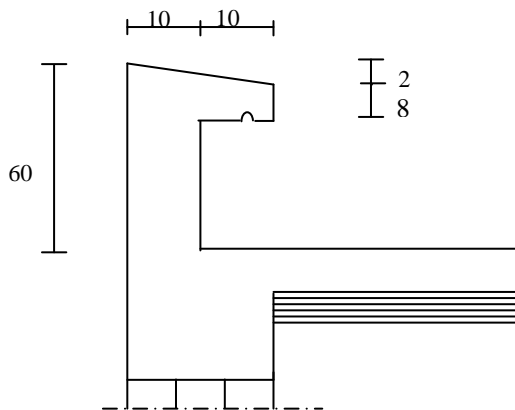


Fig III.3.1 : l'acrotère

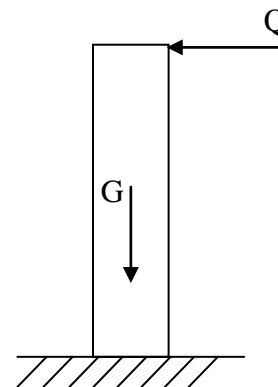


Schéma statique

III.3.2. Diagramme des efforts agissant sur l'acrotère

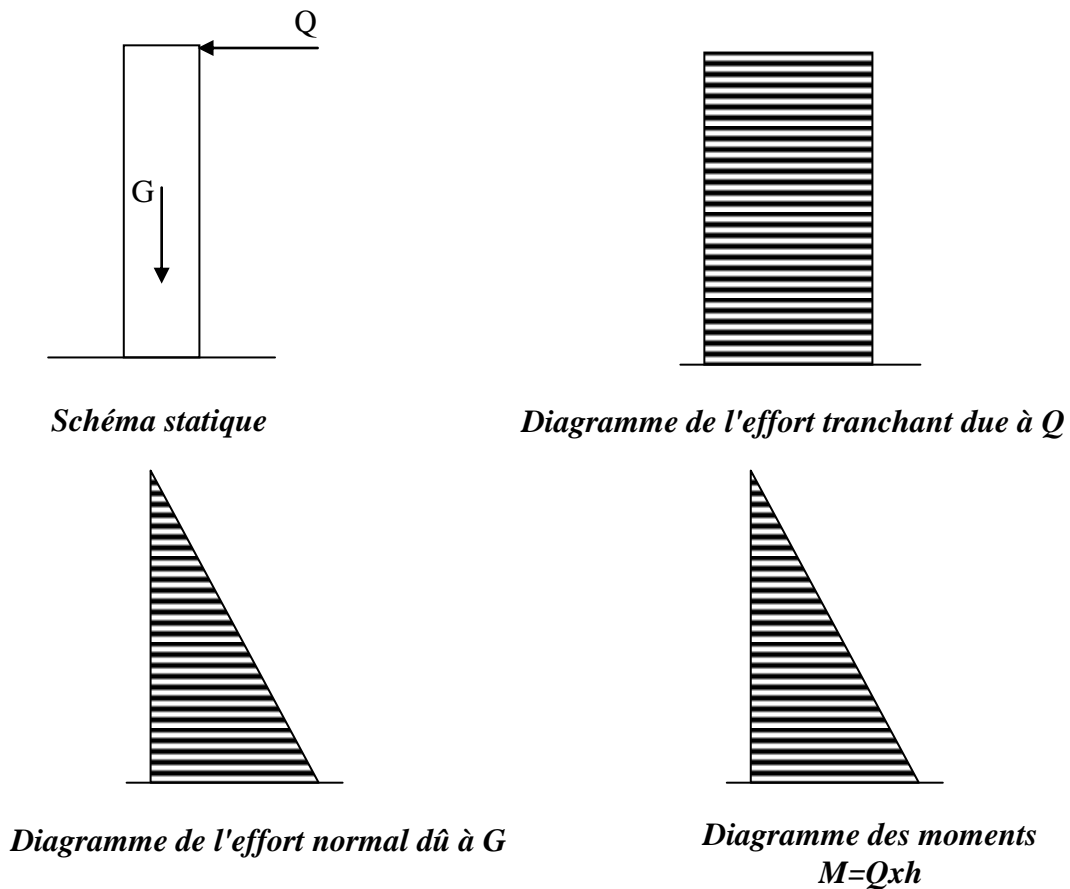


Fig III.3.2 : Diagrammes des efforts internes

III.3.3. Combinaisons de charges

1. A l'ELU: (BAEL 91/ART A.3.2.2, 1)

$1.35G + 1.5Q$

L'effort de compression :..... $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.7 = 2.30 \text{ KN}$.

L'effort tranchant due à la main courante:..... $T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$.

Moment de flexion due à Q:..... $M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KNm}$.

2. A l'ELS: (BAEL 91/ART A.3.3.3)

$G + Q$

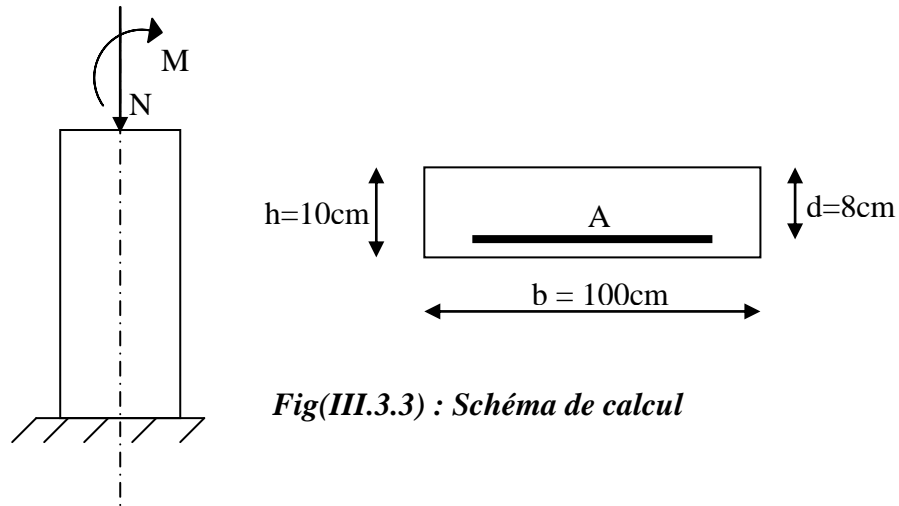
L'effort de compression :..... $N_s = G = 1.7 \text{ KN}$.

L'effort tranchant due à la main courante:..... $T_s = Q = 1 \text{ KN}$.

Moment de flexion due à Q:..... $M_s = M_Q = 0.6 \text{ KNm}$.

III.3.4. Calcul des armatures

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul on considère une section rectangulaire avec les données suivantes :



Fig(III.3.3) : Schéma de calcul

$b = 100\text{cm}, h = 10\text{cm}, d = 8\text{cm}.$

IV.3.4.1. Calcul à l'ELU:

a. Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.30} = 0.39\text{m} = 39\text{cm}.$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c = 0,03\text{ m} = 3\text{cm}.$$

On a : $e_u > \frac{h}{2} - c' \Leftrightarrow (39 > 3)\text{cm}.$

Le centre de pression se trouve en dehors des armatures donc la section est considérée comme partiellement comprimée. Pour calculer en flexion composée une section partiellement comprimée on suit les étapes suivantes :

b. Calcul du moment fictif:

$$M_{fu} = M_u + N_u [d - h / 2]$$

Avec: $(d - h / 2) = y$: distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

AN:

$$M_f = 0.9 + 2.3(0.08 - 0.05) = 0.969\text{KNm}$$

c. Calcul des armatures fictives: (Flexion simple)

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,969 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,0106 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée. Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires

$$\mu_u = 0,0106 \longrightarrow \beta_u = 0,995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_u d \sigma_{st}}$$

Avec σ_{st} : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

A.N :

$$A_f = \frac{0,969 \times 10^6}{0,994 \times 80 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

d. Calcul des armatures réelles : (Flexion composée)

$$A = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}}$$

A.N :

$$A = 0,35 - \frac{2,3 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,284 \text{ cm}^2 / \text{ml}; \text{ On opte pour : } \boxed{4\text{HA}8/\text{ml} \text{ soit } A=2,01 \text{ cm}^2}$$

Avec un espacement : $St = 25\text{cm}$.

d. Calcul des armatures de répartition :

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

$$A_r = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $4\text{HA}8/\text{ml}$ soit $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$

Ces armatures sont réparties sur 60 cm de hauteur, avec un espacement : $St = 25\text{cm}$.

- **Vérifications à effectuer :**

- **Condition de non fragilité : (BAEL91/Art-4.2, 1)**

$$A_{\min} = 0,23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d}$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0,6}{1,7} = 0,35\text{m}.$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1 \times 35 - 0.445 \times 8}{400 \times 35 - 0.185 \times 8} = 0.903 \text{ cm}^2.$$

On a $A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.9 \text{ cm}^2$ la condition de non fragilité est vérifiée.

- Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.1)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

On a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd};$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/Art 6.1,3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

1.5 : Pour les barres à haute adhérence (HA)

1.0 : pour les barres rondes lisse (R.L)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

U_i : Périmètre utile de barre. $\sum U_i = n\phi\pi$ Où n le nombre de barre ;

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.04 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 10.04} = 0.21 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification à l'ELS :

a) Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée préjudiciable.

Dans ce cas, on doit vérifier que :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right\}$$

Avec :

$\eta = 1.6$ pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$ pour les barres rondes lisse (RL).

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.5 \times 25} \right\} MPa.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.66; 673.61 \} MPa.$$

$$\bar{\sigma}_s = 266.66 MPa.$$

On a :

$$\sigma_s = \frac{Ms}{A_s \times \beta_1 \times d} ; \beta_1 \text{ En fonction de } \rho$$

Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{100A}{bd}$$

$$\rho = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \Rightarrow \beta_1 = 0.920 \Rightarrow K_1 = 47.50$$

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 10^6}{201 \times 0.920 \times 80} = 40.56 MPa$$

On a :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

On a :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

On a aussi :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_b = \frac{40.56}{47.50} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.3.5. Le Ferrailage adopté :

Armatures principales : 4 HA8/ml = 2.01 cm² avec St = 25 cm

Armatures de répartition : 4 HA8/ml = 2.01 cm² avec St = 25 cm

III.3.6. Vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale F_p , qui doit être $\leq Q$

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

Dans ce cas : zone II_a –groupe 2 → A=0,15 (tableau 4-1 ; RPA 99+addenda).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.

Soit : C_p = 0,8 car on a un élément en console (0.3 pour les autres éléments : murs, cloisons).

W_p : Poids propre de l'acrotère = 1,7 KN/ml.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7 = 0.816 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Donc la condition est vérifiée.

Conclusion :

Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme, le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

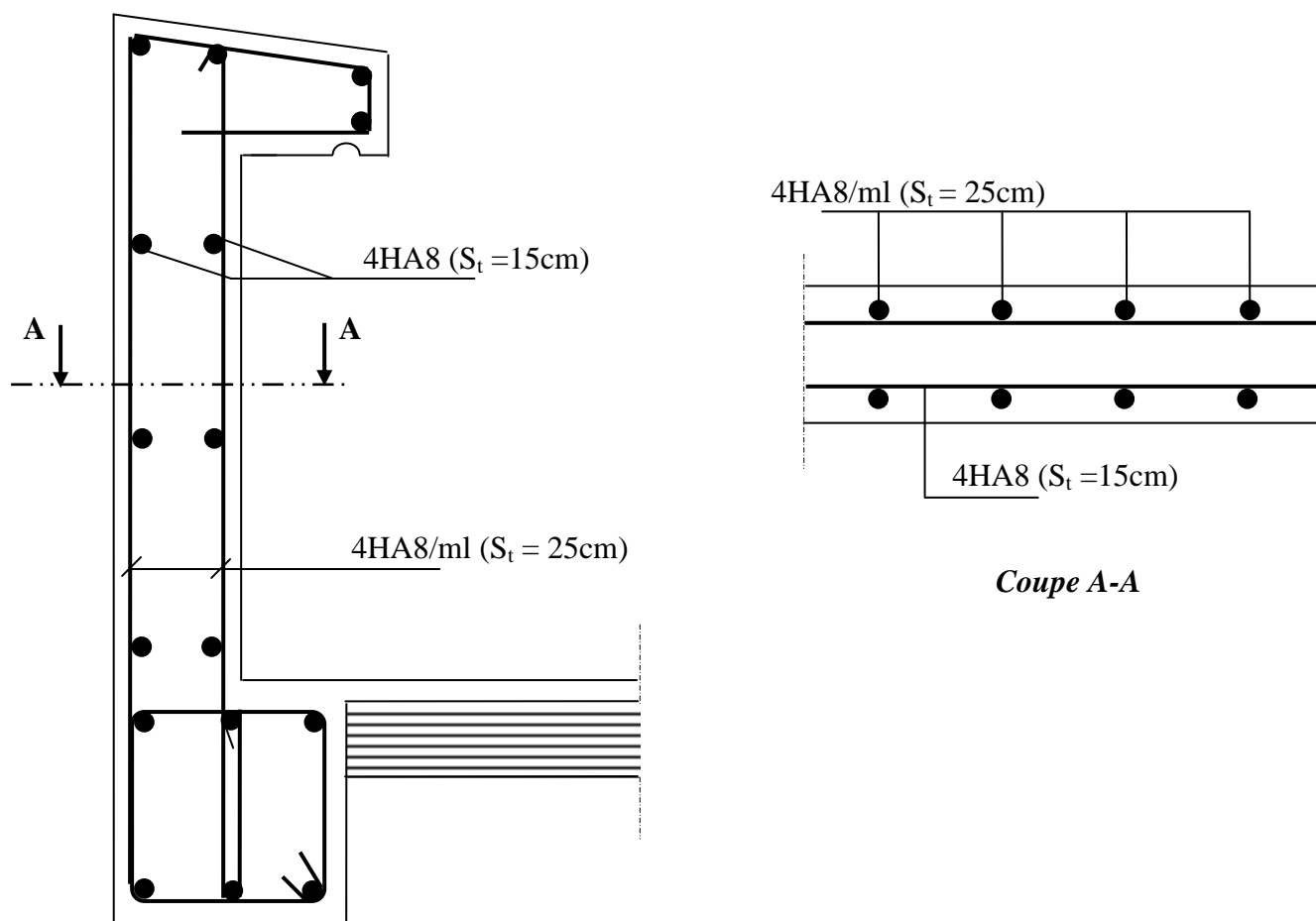


Fig (III.3.4) : Ferraillage de l'acrotère

III.4. Calcul des escaliers :

III.4.1. Définition :

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

III.4.1.1. Terminologie :

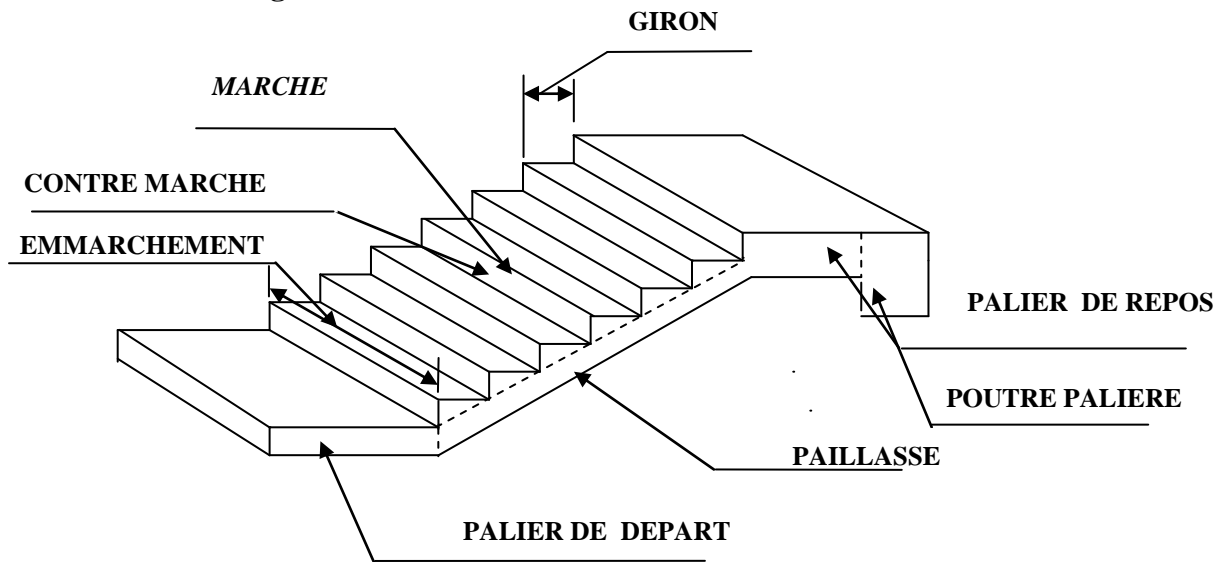


Fig.III.4.1

- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l_1 : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

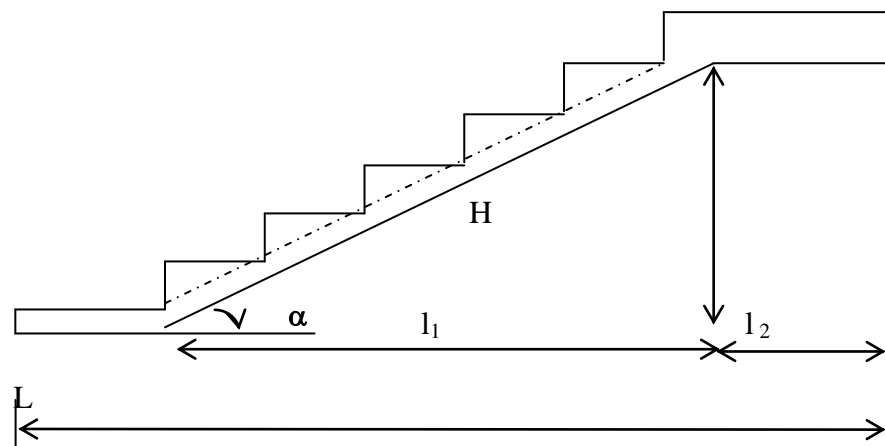


Fig.III.4.2.

Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

III.4.1.2. Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le côté);
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure III.3.3. Donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la figure III.3.4 donne quelques exemples.

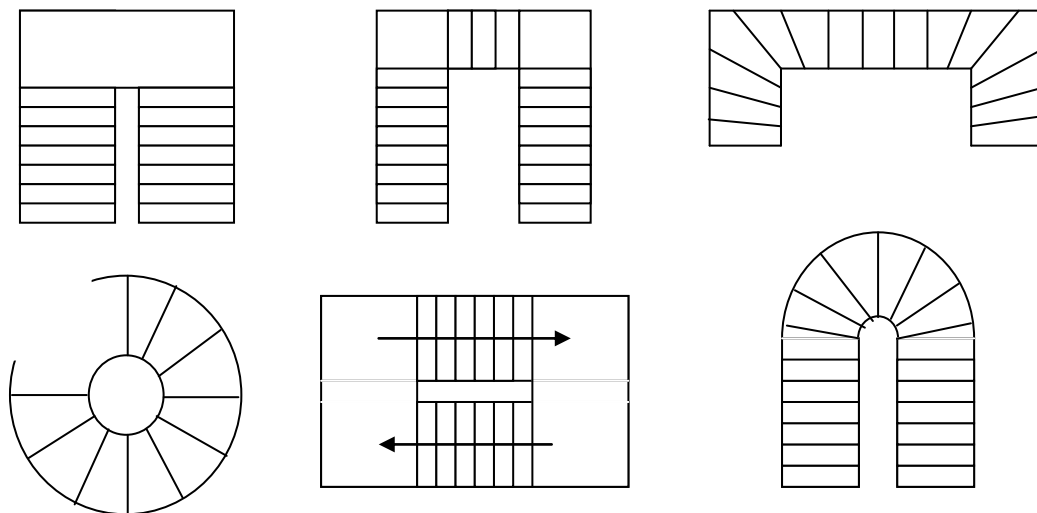


Fig.III.3.3.

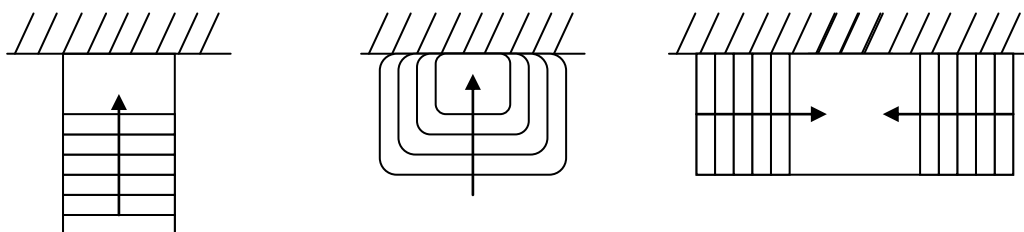


Fig.III.3.4.

III.4.1.3. Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :

$$0,59 \text{ m} \leq g + 2h \leq 0,66 \text{ m}$$

La limite inférieure 0,59 m correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 m correspond, à des locaux publics. On peut sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

h : est le plus courant varie de 14 à 20[cm] (17[cm] en moyenne)

g : est le plus courant varie de 22 à 33[cm] (26 [cm]en moyenne).

L'embranchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1 [m], les grands escaliers ont de 1,50 à 2[m], les escaliers de service : 0,70 à 0,90[m], les descentes de caves : 1 [m].

Un collet de 10 [cm] est normal, 6 [cm] est le minimum.

Le calcul d'un escalier est très simple. Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond plus l'épaisseur du plancher fini). Admettons a priori des marches de hauteur h le nombre $n = H/h$ n'est pas, en général, un nombre entier ; On prendra l'entier(n') Immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas et on aura (n') marches de hauteur : H/n' .

La longueur de la ligne de foulée sera : $L = g (n' - 1)$, le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

III.4.2.Pré dimensionnement de l'escalier :

Notre bâtiment comporte un seul type d'escaliers constitue de deux volée et un palier intermédiaire en béton armé coulé sur place.

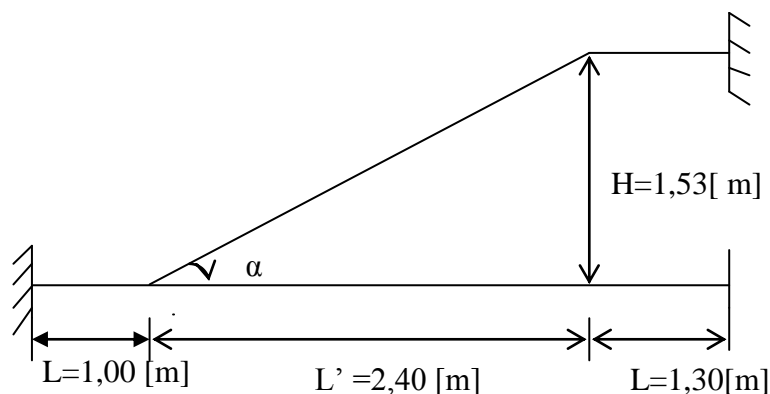


Fig.III.3.5:Schéma statique

On tient compte des dimensions des plans d'architectures. Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

a- Calcul de g et h :

Pour que escalier soit confortable il faut que

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On prend h=17cm

h : hauteur de la contre marche.

$$n = \frac{153}{17} = 9$$

n : nombre de contre marche.

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

G : giron.

L : longueur de la paillasse projetée sur le plan horizontale

b-Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} g = 30 [\text{cm}] \\ h = 17 [\text{cm}] \end{cases}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 [\text{cm}] \Rightarrow \text{La relation est vérifiée}$$

c- Etude de la volée :

✓ **Epaisseur de la paillasse (ep) :**

• ep doit vérifiée la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20} \quad \text{Avec : } L_0 = L' + 2L \quad L' : \text{La portée de la paillasse}$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha}$$

$$\text{Nous avons : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29.5^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,870$$

$$\text{Donc : La portée } L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,870} = 275.86 [\text{cm}]$$

$$\frac{(275.86 + 230)}{30} \leq e_p \leq \frac{(275.86 + 230)}{20} \Rightarrow 16.86 \leq e_p \leq 25.29$$

Soit : $e_p = 20 [\text{cm}]$

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

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

III4.3. Charges et surcharges revenant à la paillasse et au palier :

a- Charges permanentes de la paillasse G_{ps} :

$$\text{- Poids propre de la paillasse : } \frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = 5,93 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

$$\text{- Poids propre des marches : } \frac{25 \times h}{2} = 2.125 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

- Poids de revêtement :

$$\text{Poids du carrelage scellé : } 22 \times 0.02 = 0,44 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

$$\text{Lit de sable d'épaisseur de 2[cm]: } 18 \times 0,02 = 0,36 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

$$\text{Mortier de pose de 2[cm] d'épaisseur : } 22 \times 0,02 = 0,44 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

$$\text{Enduit ciment de 1,5 [cm] d'épaisseur : } 22 \times 0,015 = 0,33 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

$$\text{Poids du garde-corps : } 0,2 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

$$\text{Total : } G_{ps} = 9.825 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

b- Charge permanente du palier G_{pl} :

$$\text{- Poids propre du palier : } 25 \times e_p = 5 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

$$\text{- Poids de revêtement : } 1,24 \quad [\text{KN} \quad / \quad \text{m}^2]$$

$$\text{Total : } G_{pl} = 6.24 [\text{KN} / \text{m}^2]$$

c- surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier ; $Q = 2,5 [\text{KN} / \text{m}^2]$

d- Combinaison de charge :

$$\begin{aligned} \underline{\text{ELU}} : & \begin{cases} \text{La paillasse : } q_1 = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 9.825 + 1.5 \times 2.5) = 17.01 \text{ [KN/m}^2\text{]} \\ \text{Le palier : } q_2 = 1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5 = 12.17 \text{ [KN/m}^2\text{]} \end{cases} \\ \underline{\text{ELS}} : & \begin{cases} \text{La paillasse : } q_1 = G + Q = 9.825 + 2.5 = 12.325 \text{ [KN/m}^2\text{]} \\ \text{Le palier : } q_2 = 6.24 + 2.5 = 8.74 \text{ [KN]} \end{cases} \end{aligned}$$

III.4.4.Efforts internes :

III.4.4.1. Etat limite ultime : on utilise le schéma statique suivant pour le calcul des efforts internes.

$$\underline{\text{ELU}} : \begin{cases} \text{La paillasse : } q_1 = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 9.825 + 1.5 \times 2.5) = 17.01 \text{ [KN/m}^2\text{]} \\ \text{Le palier : } q_2 = 1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5 = 12.17 \text{ [KN/m}^2\text{]} \end{cases}$$

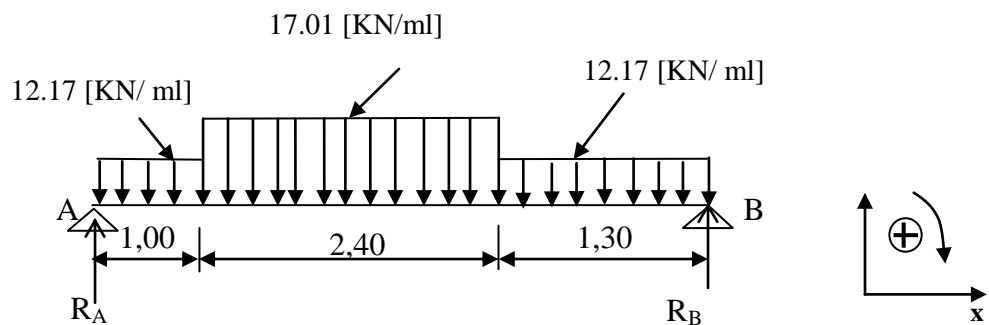


Fig.III.3.6 : Schéma statique à l'ELU

a-Détermination des efforts internes dans les escaliers :

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se réfèrera aux méthodes de calcul de la RDM.

✓ **Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (12,17 \times 1) + (17,01 \times 2,40) + (12,17 \times 1,30)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 68,81 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow (12,17 \times 1) 0,5 + (17,01 \times 2,40) 2,2 + (12,17 \times 1,30) 4,05 - 4,7 R_B = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 34,03 \text{ KN}$$

$$R_1 + R_2 = 67,78 \text{ KN} \Rightarrow R_1 = 68,81 - 34,03$$

$$\Rightarrow R_A = 34,78 \text{ KN}$$

✓ **Moments fléchissant et efforts tranchants :**

❖ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 1,00\text{m}$

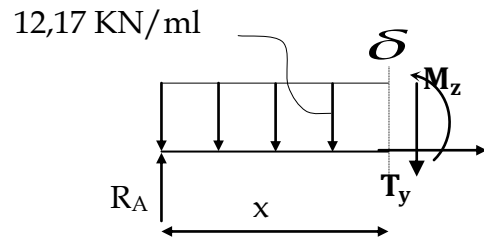
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -6,08x^2 + 34,78x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,00 \rightarrow M_z = 28,70 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -12,17x + 34,78$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 34,70 \text{ KN}$.
- Pour $x=1,00 \rightarrow T_y = 22,61 \text{ KN}$



❖ **2^{eme} tronçon :** $1,00\text{m} \leq x \leq 2,40\text{m}$

$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = 34,78x - 17,01(x-1)(x-1)/2 - 12,17(0,5+(x-1))$$

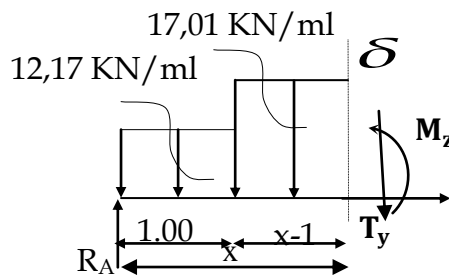
- Pour $x=1 \rightarrow M_z = 28,70 \text{ KN.m}$
- Pour $x=3,40 \rightarrow M_z = 33,96 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -17,01x$$

- Pour $x=1,00 \rightarrow T_y = 22,45 \text{ KN}$.
- Pour $x=3,40 \rightarrow T_y = -18,37 \text{ KN}$

$$M_z \text{ Atteint la valeur max à } x = \frac{39,46}{17,01} = 2,32$$

En injectant $x=1,32$ dans M_z , on obtient $M_z^{\text{max}} = 43,60 \text{ KN.m}$



❖ **3^{eme} tronçon :** $0 \leq x \leq 1,30\text{m}$

$$\sum M / \delta = 0$$

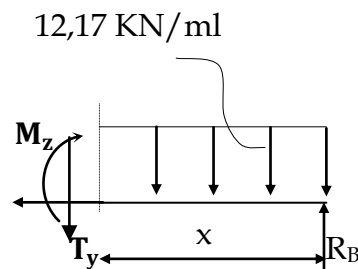
$$M_z = -6,08x^2 + 34,03x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,30 \text{ m} \rightarrow M_z = 33,96 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -12,17x + 34,03$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 34,03 \text{ KN}$.
- Pour $x=1,30 \rightarrow T_y = 18,21 \text{ KN}$

❖ **Remarque :**



Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

Aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 43,60 = -13,08 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 43,60 = 37,06 \text{ KN.m}$$

b- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant de calcul à L'ELU :

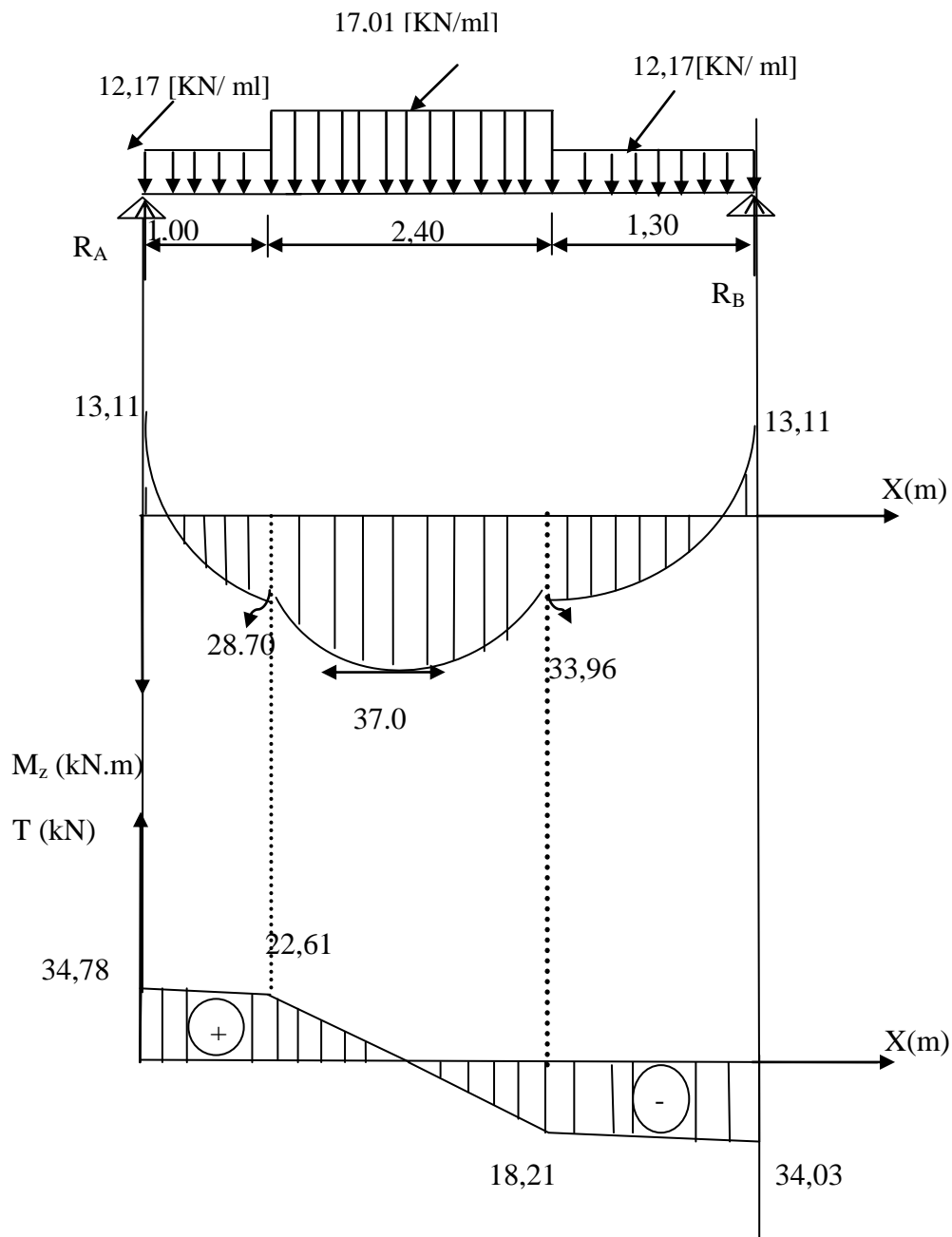


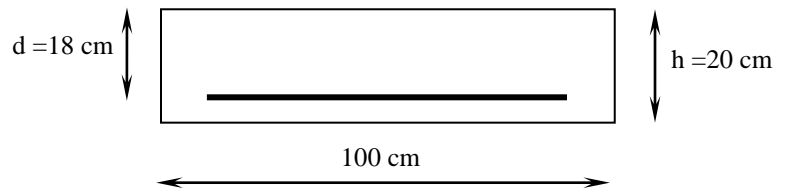
Fig.III.4.7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU

c-Calcul des armatures:

$$b = 100 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}.$$

Aux appuis :

$$M_a = 13,11 \text{ KN.m}$$

**• Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13,11 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0284 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_b = 0,0284 \Rightarrow \beta_u = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,11 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 2,12 \text{ [cm}^2\text{]}$$

On opte pour : 6HA12/ml ($A_a = 6,79 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ [cm]}$.

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,983 \text{ [cm}^2\text{]}$$

On opte pour 4HA8/ml ($A_r = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]}$), avec $S_t = 25 \text{ [cm]}$.

En travées :

$$M_t = 37,15 \text{ [KN.m]}$$

• Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{37,15 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0807 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_b = 0,0807 \Rightarrow \beta_u = 0,958$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{37,15 \times 10^3}{0,958 \times 18 \times 348} = 6,19 \text{ [cm}^2\text{]}$$

On opte pour : 6HA12 ($A_t = 6,79 \text{ [cm}^2\text{]}$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ [cm]}$.

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ [cm}^2\text{]}$$

On opte pour : 5HA8 \Rightarrow $A_r = 2,51 \text{ cm}^2$ avec (St = 20 cm)

III.4.4.2. Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité : [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,173 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Aux appuis : $A_a = 3,93 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 1,932 \text{ [cm}^2\text{]}$**La condition est vérifiée**

En travées : $A_t = 6,79 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 1,932 \text{ [cm}^2\text{]}$**La condition est vérifiée**

2. Espacement des barres :

a) Armatures principales :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 25[\text{cm}] \\ \text{En travées : } e = 20[\text{cm}] \end{array} \right\} < \min \{3h, 33[\text{cm}]\} = 33[\text{cm}] \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Armatures de répartition :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 25[\text{cm}] \\ \text{En travées : } e = 20[\text{cm}] \end{array} \right\} < \min \{4h, 45[\text{cm}]\} = 45[\text{cm}] \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

c) Effort tranchant: (BEAL, Art A.5.1.1)

$$T_{u\max} = 34,78\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{34,78 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,193[\text{MPa}]$$

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

$\tau_u = 0,193[\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 3,25[\text{MPa}]$**La condition est vérifiée.**

3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :(BAEL 91, Art A.5.1.313)

a) Influence sur les aciers :

$$A_u = \frac{T_{u \max}}{4}$$

$$A_u = \frac{T_{u \max}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,697 \leq A_u^a = 1,94 [cm^2]$$

b) Influence sur béton :

$$\bar{V}_u = 0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times d \times \frac{b}{\gamma_s}$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,18 \times \frac{1}{1,15} = 140869 [KN]$$

$$V_u = 34,78 [KN] < \bar{V}_u = 140869 [KN] \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

4. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :(BAEL 91, Art A.6.1.3)

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7 [cm]$$

$$\tau_{se} = \frac{34,78 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 157} = 1,367 [MPa]$$

$$\tau_{se} = 0,1367 [MPa] < \bar{\tau}_{se} = 3,15 [MPa] \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

5-Ancrage des armatures aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 [MPa]$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 [cm]$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4 L_s$

$$L_c = L_s \times 0,4 = 35,27 \times 0,4 = 14,11 [cm]$$

III.4.4.3. Etat limite de service

a) Combinaison de charge :

ELS :
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La paillasse : } q_1 = G + Q = 9,825 + 2,5 = 12,33 \text{ [KN/m}^2\text{]} \\ \text{Le palier : } q_2 = 6,24 + 2,5 = 8,74 \text{ [KN]} \end{array} \right.$$

On utilise le schéma statique suivant pour le calcul des efforts internes

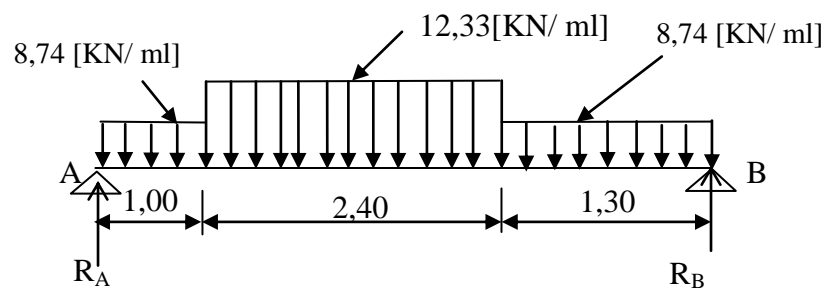


Fig.III.3.8 : Schéma statique à l'ELS

b) Détermination des efforts internes dans les escaliers :

✓ Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (8,74 \times 1) + (12,33 \times 2,40) + (8,74 \times 1,30)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 49,68 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow (8,74 \times 1) \cdot 0,5 + (12,33 \times 2,40) \cdot 2,2 + (8,74 \times 1,30) \cdot 4,05 - 4,7 R_B = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 24,57 \text{ KN}$$

$$R_1 + R_2 = 49,68 \text{ KN} \Rightarrow R_1 = 49,68 - 24,57$$

$$\Rightarrow R_A = 25,12 \text{ KN}$$

✓ Moments fléchissant et efforts tranchants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,00 \text{ m}$

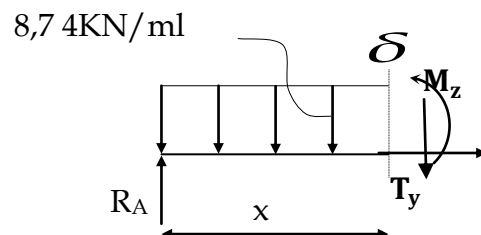
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -4,37x^2 + 25,12x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,00 \text{ m} \rightarrow M_z = 20,75 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -8,74x + 25,12$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 25,12 \text{ KN}$.



- Pour $x=1,00\text{ m} \rightarrow T_y = 16,38\text{KN}$

2^{ème} tronçon : $1,00 \leq x \leq 3,40\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 25,12x - 12,33(x-1)(x-1)/2 - 8,74(0,5+(x-1))$$

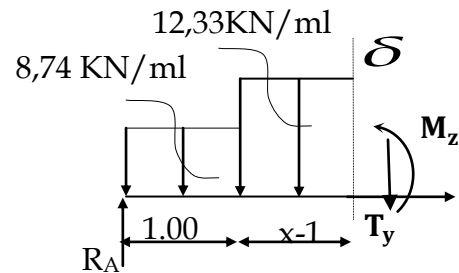
- Pour $x=1 \rightarrow M_z = 20,75\text{KN.m}$
- Pour $x=3,40 \rightarrow M_z = 24,54\text{KN.m}$

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = -12,33x + 37,45$$

- Pour $x=1,00 \rightarrow T_y = 25,12\text{KN}$.
- Pour $x=3,40 \rightarrow T_y = -4,47\text{KN}$

$$M_z \text{ Atteint la valeur max à } x = \frac{28,61}{12,33} = 2,32$$

En injectant $x=3,04$ dans M_z , on obtient $M_z^{\max} = 31,63\text{KN.m}$



3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30\text{m}$

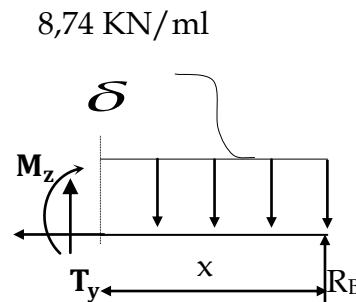
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -4,37x^2 + 24,56x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,30\text{ m} \rightarrow M_z = 24,54\text{KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -8,74x + 24,56$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 24,56\text{KN}$.
- Pour $x=1,30 \rightarrow T_y = 13,20\text{KN}$



✓ **Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

Aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 31,63 = -9,49\text{KN.m}$$

En travée :

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 31,63 = 26,88\text{KN.m}$$

c) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant de calcul à L'ELS:
 12,325 [KN/ml]

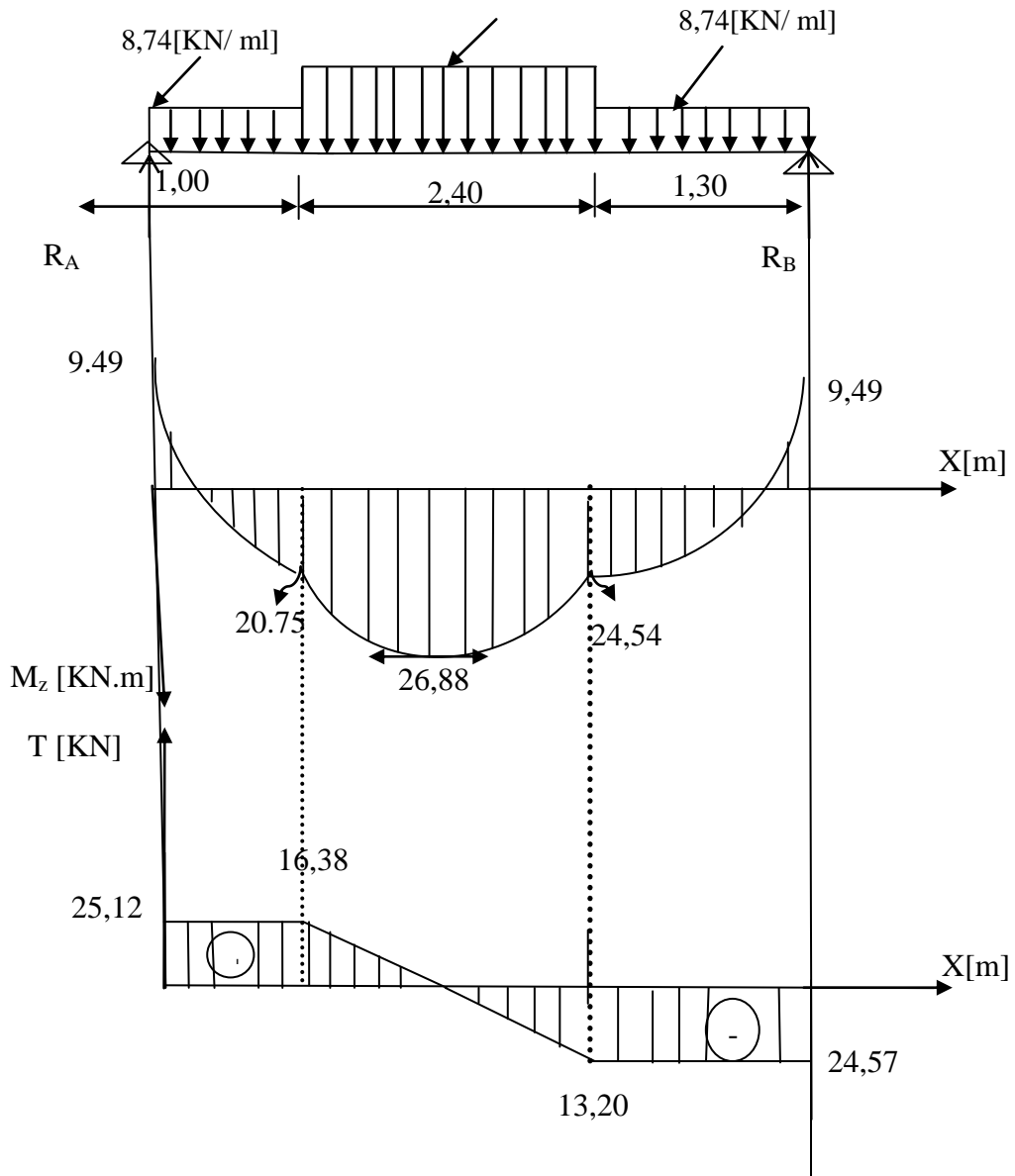


Fig.III.4.9 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS.

III.4.4.4. Vérification à l'ELS :**1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

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

En travées :

$$A_t = 6,79 [\text{cm}^2]$$

$$\rho = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 18} = 0,377$$

$$\rho = 0,377 \Rightarrow \beta_1 = 0,905 \quad \Rightarrow \quad K = 0,027$$

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

$$\Rightarrow \alpha_1 = 0,288$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{29,94 \times 10^3}{6,79 \times 0,905 \times 18} = 270,682 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,027 \times 270,682 = 7,308 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = 7,308 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [\text{MPa}] \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 2,01 [\text{cm}^2]$$

$$\rho = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 18} = 0,218$$

$$\rho = 0,218 \Rightarrow \beta_1 = 0,925 \quad , \quad K = 0,019 \quad , \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 0,222$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{8,80 \times 10^3}{3,93 \times 0,925 \times 18} = 134,485 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,019 \times 134,485 = 2,55 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = 2,55 [\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [\text{MPa}] \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

2. Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,2}{4,70} = 0,0425 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ **condition non vérifiée**

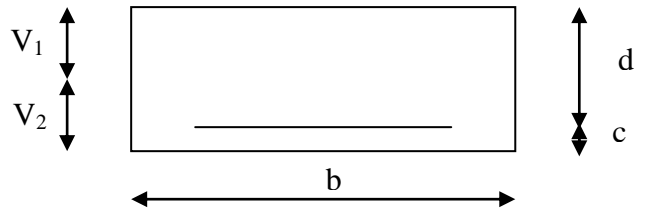
b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,2}{4,70} = 0,0425 < \frac{24,94}{10 \times 29,34} = 0,085 \Rightarrow$ **condition non vérifiée**

c) $\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{1,8}{100 \times 18} = 0,001 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

a) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$



Avec :

E_v : Module de la déformation différé

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

$$q_s = \max \{ 11,87 [\text{KN/ml}], 14,855 [\text{KN/ml}] \} = 14,855 [\text{KN/ml}].$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

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

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \cdot h + 15 A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6,79 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 6,79} = 10,39 [\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,39 = 9,61 [\text{cm}]$$

D'où:

$$I = \frac{100}{3} (10,39^3 + 9,61^3) + 15 \times 6,79 (9,61 - 2)^2$$

$$I = 43581,214 [\text{cm}^4]$$

$$f = \frac{5 \times (6,79 \times 4,70^4)}{384 \times 1081886 \times 10^3 \times 43581,214 \times 10^{-8}} = 0,00915$$

$$f < \bar{f} = 470/500 = 0,94 \text{ [cm]} \quad \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

III.4.5. Etude de la poutre palière :

Cette poutre palière est considérée comme étant semi-encastree dans les deux poteaux de la cage d'escalier sa portée est $L = 3,30$ m, le calcul se fera en flexion simple, alors on prend :

$$M_a = 0,30M_0$$

$$M_t = 0,85M_0$$

III.4.5.1. Pré dimensionnement de la poutre :

La hauteur :

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

Avec :

h_t : la hauteur de la poutre

L : la portée libre de la poutre.

$L = 330 - 40 = 290$ cm ; 40 cm la largeur de poteau.

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes du R.P.A.99 (modifié 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b \geq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 29 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 30$ cm (pour que la condition du RPA soit vérifiée et aussi pour des raisons constructives)

La largeur :

$$0,4xh_t \leq b \leq 0,7xh_t \Rightarrow 0,4x30 \leq b \leq 0,7x30$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : $b = 25$ cm

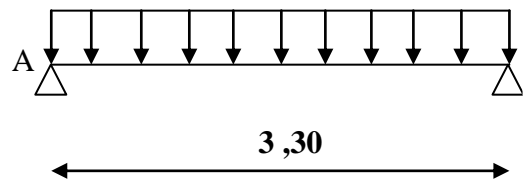


Fig. III.4.5.1

Vérification du rapport $\frac{ht}{b}$:

$$\frac{ht}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors on opte pour la poutre palière d'une section de (25x30) cm²

III.4.5.2. Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre0,25x0,30x25 = 1,875KN/ml.

Réaction du palier à l'ELU R = 34,78KN.

Réaction du palier à l'ELS R =24, 12 KN.

Poids du mur 2,36 x 2,76 = 6,513 KN/ml.

• **Combinaison des charges :**

ELU : $q_u = 1,35.G + R_B = 1,35(1,875+6,513) + (2 \times 34,78/3,3) = 32,40 \text{KN/ml.}$

ELS: $q_s = G + R_B = (1,875+6,513) + (2 \times 24,12/3,3) = 23,01 \text{KN/ml.}$

III.4.5.3. Calcul du ferrailage (ELU) :

a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{32,40 \times 3,30}{2}$$

$$R_A = R_B = 53,46 \text{ KN}$$

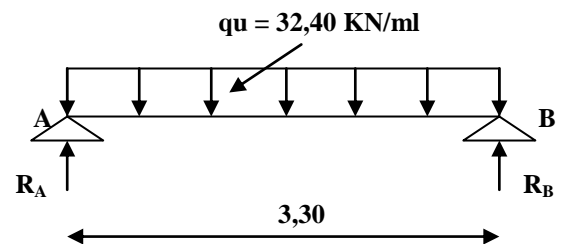


Fig. III.4.5.2. Schéma statique

b) L'effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 53,46 \text{ KN}$$

c) Le moment fléchissant :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{32,40 \times 3,3^2}{8} \Rightarrow M_0 = M_{\max} = 44,10 \text{ KN.m}$$

d) Correction des moments :

Aux appuis : $M_{au} = -0,30M_0 = -0,30 \times 44,10 = -13,23 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{tu} = 0,85M_0 = 0,85 \times 44,10 = 37,48 \text{ KN.m}$

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELU :

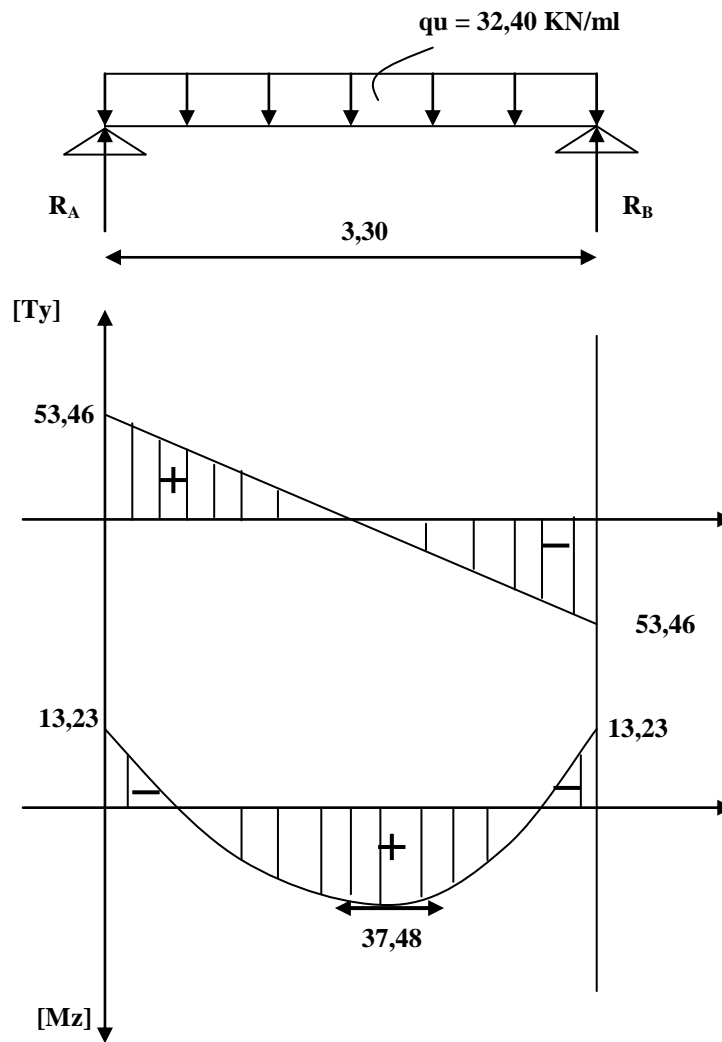


Fig. III.4.5.2. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

Calcul des armatures :**Aux appuis :**

$$M_{au} = 13,23 \text{ KN.m} \quad ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,23 \times 10^2}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,047 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,047 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,23 \times 10^2}{0,975 \times 28 \times 34,8} = 1,29 \text{ cm}^2$$

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

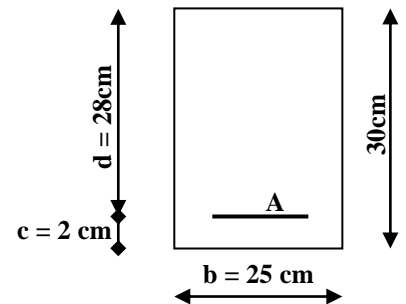
$$\text{En travée : } M_{tu} = 37,48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{37,48 \times 10^2}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,134 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

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

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{37,48 \times 10^2}{0,928 \times 28 \times 34,8} = 4,14 \text{ cm}^2$$

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

**III.4.5.4. Vérification à l'ELU :****a) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a^t > A_{\min} \\ A_a^a > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Condition de l'effort tranchant : (BAEL 99, modifié 2003, Art 5.1.2)

$$\tau_u \leq (\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ [Mpa]})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{53,46 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,763 \text{ [Mpa]} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**1) Influence sur le béton :**

$$(V_u = 53,46 \text{ [KN]}) \leq (0,4b (0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 28 \times \frac{2,5}{1,5} = 420 \text{ [KN]})$$

$$\Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Influence sur les armatures :

$$A_a^a = 3,39 \text{ [cm}^2\text{]} \geq \left\{ \frac{1,15}{f_e} (V_u + \frac{M_a}{0,9d}) = \frac{1,15}{400 \times 10^2} (53,46 \times 10^3 + \frac{-13,23 \times 10^5}{0,9 \times 28}) = 0,41 \text{ [cm}^2\text{]} \right\}$$

$$\Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Contraintes d'adhérence : (BAEL 91, modifié 99 ; Art .A.6.1.3)

$$\tau_{se} \leq (\overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}])$$

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

$$V_{\max} = 54,51 [\text{KN}]$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,3 [\text{cm}]$$

$$\text{AN: } \tau_{se} = \frac{53,46 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113} = 1,87 [\text{MPa}]$$

$$\tau_{se} = 1,67 [\text{Mpa}] < \overline{\tau}_{se} = 3,15 [\text{MPa}] \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

e) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL 91, modifié 99 ; Art .A.6.127)

La longueur de scellement droit doit être :

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

$$\text{Avec : } \tau_s = 0,6\Psi^2 f_{c28} = 0,6 (1,5^2) \times 2,1 = 2,83 [\text{MPa}]$$

$$L_s = 35,21\phi = 35,21 \times 1 = 35,21 [\text{cm}]$$

La longueur d'ancrage est mesurée hors crochets est de : $l_a = 0,4L_s = 0,4 \times 35,21 = 14,08 [\text{cm}]$

f) Diamètre des armatures transversales : (BAEL 91, modifié 99 ; Art .A.7.2.2)

$$\phi_t \leq [\min \{ \phi_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \} = \min \{ 1, \frac{30}{35}, \frac{25}{10} \} = 0,85 [\text{cm}]]$$

$$\text{Soit: } \phi_1^{\text{adpt}} = 8 [\text{mm}]$$

$$A_t = \frac{\pi\phi^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,5 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit: } A_t^{\text{adpt}} = 4\text{HA}8 = 2,01 [\text{cm}^2]$$

g) Calcul des espacements des armatures :**1) Selon le BAEL :**

$$\bullet \quad S_{t1} \leq \min (0,9d; 40[\text{cm}]) \Rightarrow S_{t1} \leq \min (0,9 \times 28; 40[\text{cm}])$$

$$\text{Soit : } S_{t1} = 20 [\text{cm}]$$

$$\bullet \quad S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0,4b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 25} = 80,4 [\text{cm}]$$

$$\text{D'ou: } S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}) = 20 [\text{cm}]$$

2) Selon le RPA :

$$A_{t \min} = 0,003 S_t b$$

L'espace maximal entre les armatures transversales exigé par le RPA est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30[\text{cm}] \right) = \min (7, 5; 9,6 ; 30) = 7 [\text{cm}] \quad \Rightarrow \quad S_t = 7 [\text{cm}]$$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 [\text{cm}] \quad \Rightarrow \quad S_t = 14 [\text{cm}]$$

h) Vérification des armatures transversales :

$$A_{t \min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 [\text{cm}^2] < 2,01 [\text{cm}^2] \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 14 \times 25 = 1,05 [\text{cm}^2] < 2,01 [\text{cm}^2] \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III.4.5.5. Calcul à l'ELS :

$$q_s = 23,01 [\text{KN/ml}]$$

a) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{23,01 \times 3,30^2}{8} = 31,32 [\text{KN.m}]$$

b) Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{23,01 \times 3,30}{2} = 37,96 [\text{KN}]$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_a = -0,3M_0 = -9,39 [\text{KN.m}]$$

$$M_t = 0,85M_0 = 26,62 [\text{KN.m}]$$

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELS :

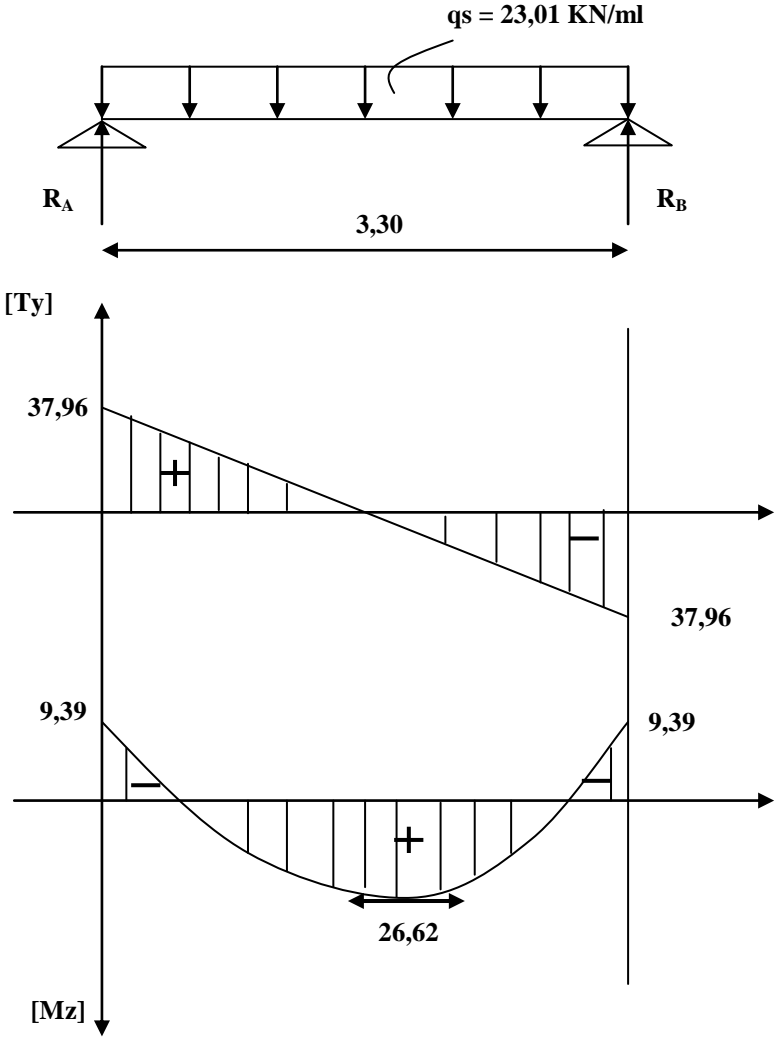


Fig. III.4.5.4 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELS

III.4.5.6. Vérification des contraintes :**Etat limite de résistance du béton à la compression :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15$ [MPa]

➤ **En travée**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,66 \Rightarrow \beta_1 = 0,887 ; K_1 = 29,25$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1d} A_t} = \frac{25,23 \times 10^5}{0,887 \times 28 \times 4,62} = 192,39 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{192,39}{29,25} = 6,57 \text{ [MPa]} \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,48 \Rightarrow \beta_1 = 0,895 ; K_1 = 32,62$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1d} A_t} = \frac{8,9 \times 10^5}{0,895 \times 28 \times 3,39} = 104,76 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{104,76}{32,62} = 3,21 \text{ [MPa]}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.4.5.6. Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

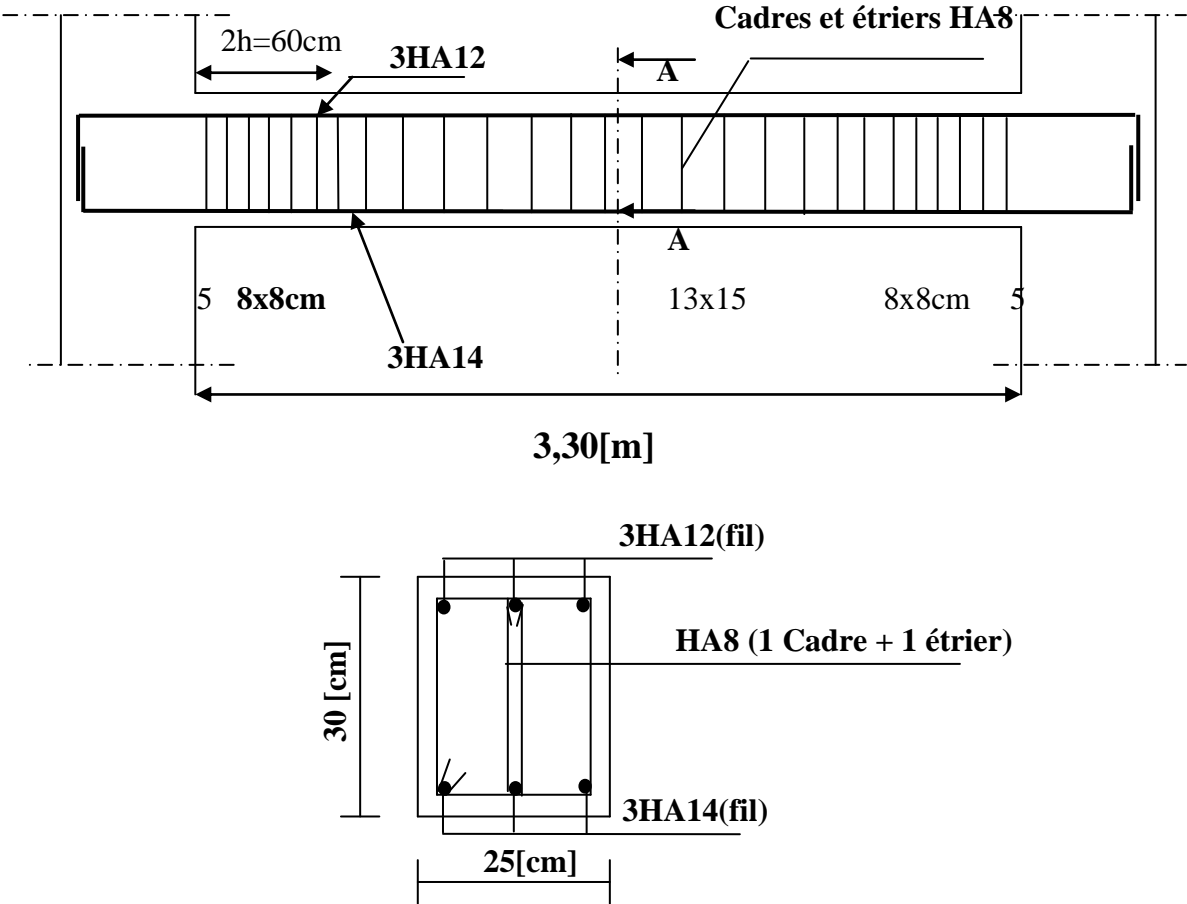
- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- 3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{330} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,09 > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \frac{26,62}{31,32} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,0066 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche est inutile.



FigIII.4 .5.5 : Ferrailage de la poutre palière

III.5. Calcul du balcon :

III.5.1.Introduction :

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

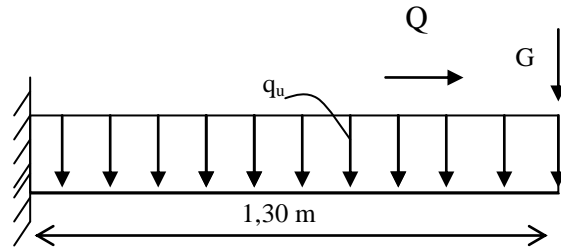


Schéma Statique

Q : charges et surcharges verticales revenant au port à fond.

G : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre de la brique creuses de 10cm d'épaisseur.

III.5.2.Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du port à fond est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13\text{cm} \quad \text{soit } e_p = 15\text{ cm}$$

III.5.3. Charge et surcharge du balcon :

Les charges permanentes :

Poids de la dalle pleine : $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75\text{KN /ml.}$

Poids des revêtements :

Nom	ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G(KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,03	0,60
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de ciment	20	0,02	0,4
Total			1,76

$$G_{\text{total}}=1,76+3,75=5,51\text{KN/ml.}$$

Charge concentrée (poids du mur extérieur) :

$$G=2,36 \times (3,06-0,15) \times 1\text{ml}=6,86\text{KN/ml.}$$

Charge due a la main courante (horizontale) :

$$Q_1 = 1 \text{ KN /ml.}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{ KN /ml (uniformément repartie)}$$

III.5.4. Calcul à l'ELU :

a) Combinaisons de charge : $1,35G + 1,5Q$

Pour la dalle : $q_{u1} = (1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times 5,35 + 3,5 \times 1,5 = 12,47 \text{ KN /ml}$

Le mur : $q_{u2} = 1,35 \times 6,86 = 9,26 \text{ KN/ml.}$

Main courante : $q_{u3} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN /ml.}$

b) Calcul du moment :

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12,47 \times 1,30^2}{2} + 9,26 \times 1,42 = 23,68 \text{ KN.m}$$

III.5.5. Calcul à l'ELS :

a) Combinaisons de charge : $G + Q$

Pour la dalle : $q_{s1} = 5,35 + 3,5 = 8,85 \text{ KN /ml.}$

Le mur : $q_{s2} = 6,86 \text{ KN/ml.}$

Main courante : $q_{s3} = 1 \text{ KN/ml.}$

b) Calcul du moment :

$$M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{8,85 \times 1,30^2}{2} + 6,86 \times 1,30 = 16,40 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Le moment de la main courante est nul ($M=0$).

III.5.6. Ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple

a) Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,68 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0,115 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,115 \longrightarrow \beta = 0,9385$$

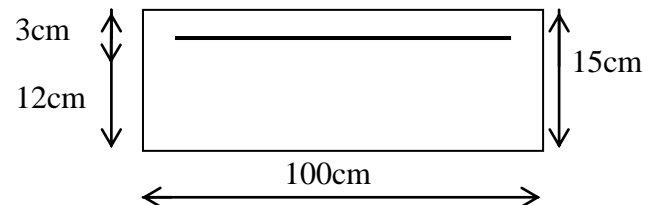
$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23,68 \times 10^3}{0,9385 \times 12 \times 348} = 6,04 \text{ cm}^2$$

Soit : $6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$ avec $St = 17 \text{ cm}$

b) Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

**III.5.7. Vérifications à l'ELU :****a) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2, 1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 6,78 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement des barres :

- Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} > S_t = 17 \text{ cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

- Armatures répartitions : $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

b) Vérification au cisaillement (Art.5.1.211 / BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min (0,10 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{(b.d)}$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,47 \times 1,42 + 9,26 = 26,96 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{26,96 \times 1000}{120 \times 1000} = 0,224 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres (Art. A.6.1, 3/ BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i = 3,14 \times 5 \times 1,4 = 21,98 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,96 \times 10}{0,9 \times 12 \times 21,98} = 1,135 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Ancrage rectiligne des barres :

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \times \square \times f_{t28} = 0,6 \times (1,3)^2 \times 2,1 = 2,13 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,13} = 56,33 \text{ cm}$$

Soit la longueur hors du crochet égal a : $l_r = 0,4 \times 56,33 = 22,53 \text{ cm}$

III.5.8. Vérification à l'ELS :

Fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s \geq \bar{\sigma}_s \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

a) Vérification des contraintes dans le béton :

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

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

$$\rho_1 = 0,719 \longrightarrow k_1 = 25,32$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{25,32} = 7,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{S.S.A.}$$

III.5.9. Vérification de la flèche : (Art B.6.5 ,3 /ABAEL91)

La valeur de la flèche maximale f_v , sous des charges de longue durée d'application est :

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{4 E_v \cdot I_{fv}}$$

Avec : L : portée de la console (L=1,30m)

E_v : module de déformation longitudinal différée ($E_v = 1081887 \text{ MPa}$)

Avec : $E_v = 3700 (f_{c,j})^{1/3}$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \lambda_v \cdot \mu} ; \quad \lambda_v = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène passant par son c.d.g.

B_0 : Section homogénéisée

S_x : Moment statique de fibre supérieure non fissure dans la partie tendue.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A = 100 \times 15 + 15 \times 10,05$$

$$B_0 = 1650,75 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A$$

$$S_x = \frac{100 \times (15)^2}{2} + 15 \times 12 \times 6.78$$

$$S_x = 11453.4 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_x}{B} = \frac{11453.4}{1650,75} \rightarrow V_1 = 6.93 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 6.93 \rightarrow V_2 = 8.07 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{100}{3} [(6.93)^3 + (8.07)^3] + 15 \times 6.78 \times (8.07 - 3)^2$$

$$I_0 = 31226.53 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6.78}{100 \times 12} \rightarrow \rho = 0,0056$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0056 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} \rightarrow \lambda_v = 1.5$$

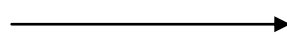
$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0056 \times 227.65 + 2,1} \rightarrow \mu = 0,489$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 31226.53}{1 + 0,4 \times 1.5 \times 0,489} \rightarrow I_{fv} = 26557.27 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'ou : } f_v = \frac{16.40 \times 10^5 (130)^2}{4 \times 10818,87 \times 10^2 \times 26557.27} \rightarrow f_v = 0,241 \text{ cm}$$

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{130 \text{ cm}}{250} \rightarrow \bar{f} = 0,52 \text{ cm}$$

$$f_v < \bar{f}$$



Condition vérifiée.

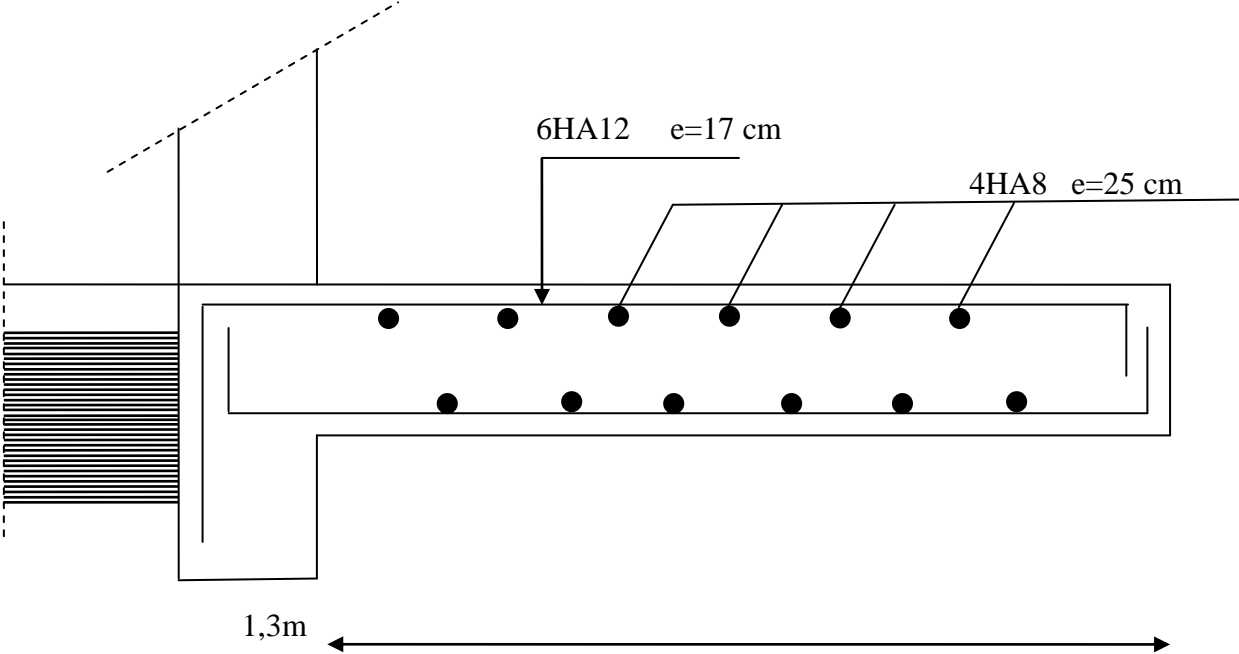


Figure III.5 : Ferrailage du balcon

III.6. Etude de la poutre de chaînage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids du mur (double cloison) et celui de plancher.

a- Pré dimensionnement

- la hauteur : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- la largeur : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

Avec L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré

$$L = 500 - 25 = 475 \text{ cm}$$

$$\frac{475}{15} = 31,33 \leq h \leq \frac{475}{10} = 47,5 \quad \text{On adopte une hauteur } \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24,5 \quad \rightarrow \text{ On adopte une largeur } \mathbf{b = 20 \text{ cm}}$$

b- Evaluation des charges et surcharges

Les charges permanentes poids propre de la poutre : $0,20 \times 0,3 \times 25 = 1,5$

Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,35) \times 2,36 = 6,40$

Poids de plancher : $4,28 \times \frac{0,65}{2} = 1,40$

$$\mathbf{G = 9,30 \text{ KN/m}}$$

Charges d'exploitations :

$$Q = 3,5 \times \frac{0,65}{2} = 1,14$$

c-Combinaison des charges :

à l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 9,30 + 1,5 \times 1,14 = 14,26$

à l'ELS : $q_s = G + Q = 9,30 + 1,14 = 10,44$

III.6.1. étude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée

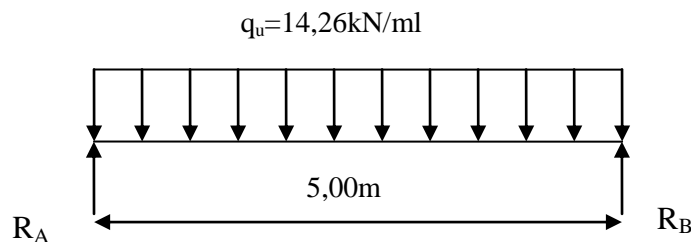


Fig. III.6.1 : Schéma de chargement

a- calcul des moments

Afin de tenir compte des semi-encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients :

➤ **en travée**

$$M_t = 0,75 \frac{14,26 \times 5,00^2}{8} = 33,42 \text{ KN.m}$$

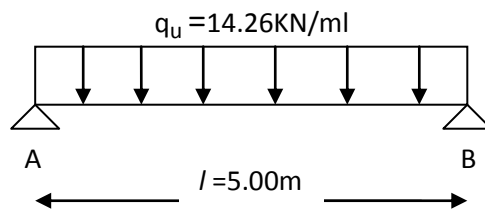
➤ **Aux appuis**

$$M_A = M_B = 0,5 M_0 = 0,5 \frac{14,26 \times 5,00^2}{8} = 22,28 \text{ KN.m}$$

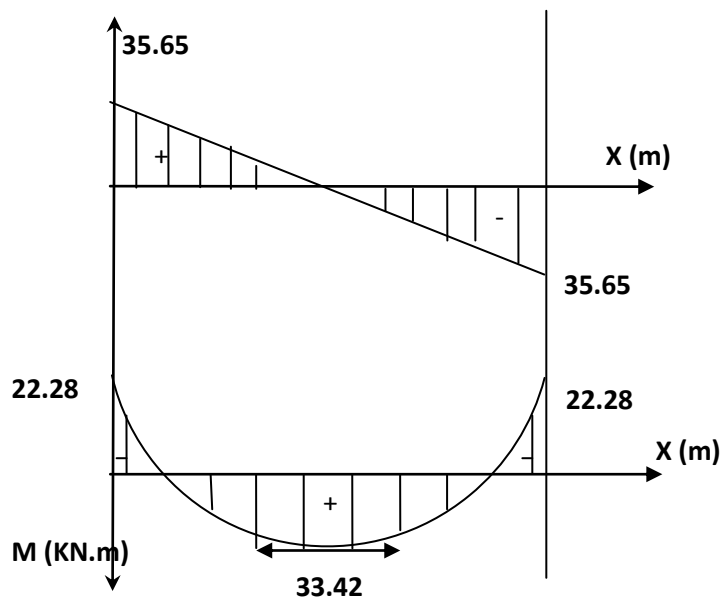
Avec M_0 : moment isostatique

b- Réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{14,26 \times 5,00}{2} = 35,65 \text{ KN}$$

❖ **Diagramme des efforts internes à l'ELU :**

T (KN)



III.6.2. Calcul des armatures :**➤ En travée**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{33.42 \times 10^3}{20 \times 33^2 \times 14,2} = 0,108$$

$$\mu = 0,108 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow$$

A partir des abaques, on a la valeur de $\beta = 0,986$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{30.42 \times 10^3}{0,986 \times 33 \times 348} = 2.68 \text{ cm}^2$$

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

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22,28 \times 10^3}{20 \times 33^2 \times 14,2} = 0,072$$

$$\mu = 0,072 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22,28 \times 10^3}{0,963 \times 33 \times 348} = 2,01 \text{ cm}^2$$

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

✓ Armatures transversales par BAEL91

Le diamètre des armatures transversales ne doit pas dépasser l'une des valeurs suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min(10; 12; 20) = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier,
 $A_t = 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

✓ Espacement

D'après le RPA99 ; l'espacement est donné par :

$$\text{✓ Dans la zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi; 30 \text{ cm} \right\} = \min(8,75; 14,4; 30)$$

$$\text{Soit } S_t = 8 \text{ cm}$$

$$\text{✓ En dehors de la zone nodale : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5$$

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

III.6.3. Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité [B.A.E.L91/Art A-4-2-1] :**

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

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 20 \times 33 \times 2,1}{400} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

$$A_{min} = 0,79 \text{ cm}^2 \leq A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section est vérifiée}$$

En travées

$$A_{min} = 0,79 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section est vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant sur les appuis

On a : $V_u = 35,65 \text{ kN}$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \alpha \times b_0 \text{ Avec } \alpha = 0,9 \times d$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,33 \times 0,20 \times 10^3 = 39,6 \text{ kN}$$

$V_u \ll \bar{V}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

III.6.3. Vérifications à l'ELS

On a: $q_s = 10,44 \text{ kN/ml}$

$$V_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10,44 \times 5,00}{2} = 26,10 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10,44 \times 5,00^2}{8} = 32,62 \text{ kN.ml}$$

En tenant compte des semi encastresments :

En travée $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 32,62 = 27,72 \text{ kN.m}$

Aux appuis $M_a = -0,5 M_0 = -0,5 \times 32,62 = -16,31 \text{ kN.m}$

✓ **Etat limite de déformation**

D'après le [1], on doit vérifier les relations suivantes :

- $\frac{h}{l} = \frac{35}{500} = 0,07 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ condition vérifiée
- $\frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{20 \times 33} = 0,0051 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow$ condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = 0,07 < \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0,084 \Rightarrow$ condition non vérifiée

On a la dernière condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.
Telque:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = 10,44 \text{ KN/mL}$$

E_v : Module de déformation différé

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

$$I = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 A_t (y_2 - C_2)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \quad \text{et} \quad y_2 = h - y_1$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

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

$$S_{xx'} = \frac{20 \times (35)^2}{2} + (15 \times 3,39 \times 33) = 1392805 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (20 \times 35) + (15 \times 3,39) = 750,85 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow y_1 = \frac{1392805}{750,85} = 18,55 \text{ cm} \quad \text{et} \quad y_2 = h - y_1 = 35 - 18,55 = 16,45 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 A_t (y_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{20 \times (18,55^3 + 16,45^3)}{3} + 15 \times 3,39 \times (16,45 - 2)^2 = 5465542 \text{ cm}^4$$

$$I=54655,42\text{cm}^4$$
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,44 \times 10^6 \times (5000)^2}{1081886 \times 10 \times 5465542 \times 10^4} = 0,057m$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0,75 \text{ cm} > 0,057m$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV. Présentation de l'ETABS

IV.1 : Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses; pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail Plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.2 : Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.3 : Description du logiciel ETABS.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge

automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.4. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône De l'ETABS (fig.1)



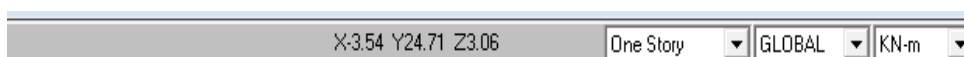
IV.5. : Etapes de modélisation :

IV.5.1 : Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités : On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS.

Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



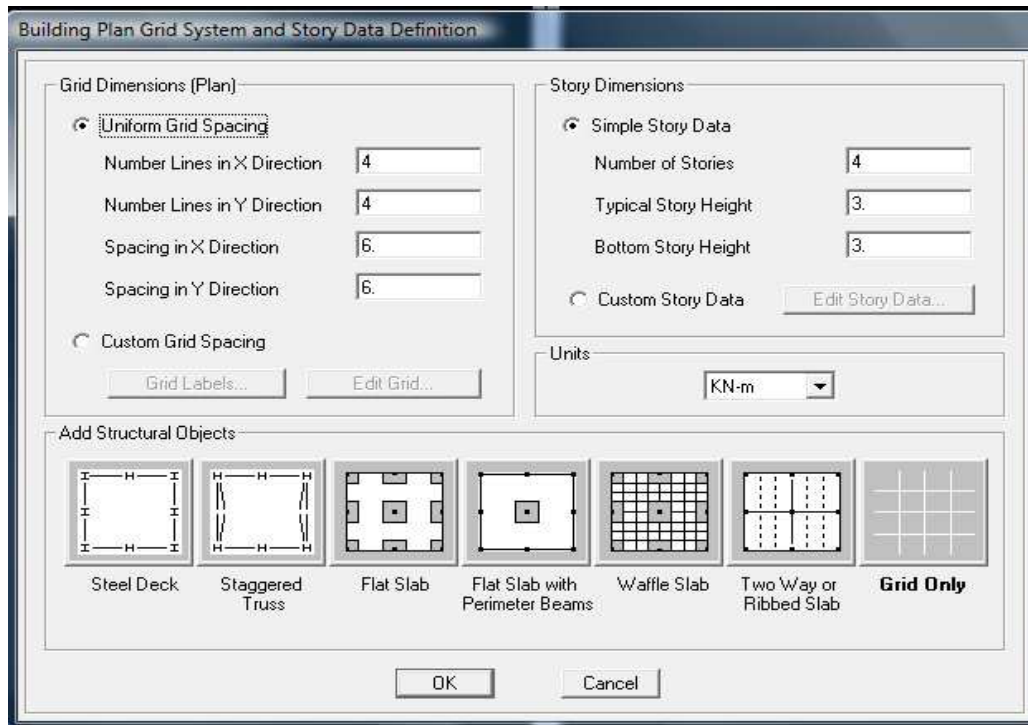
b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

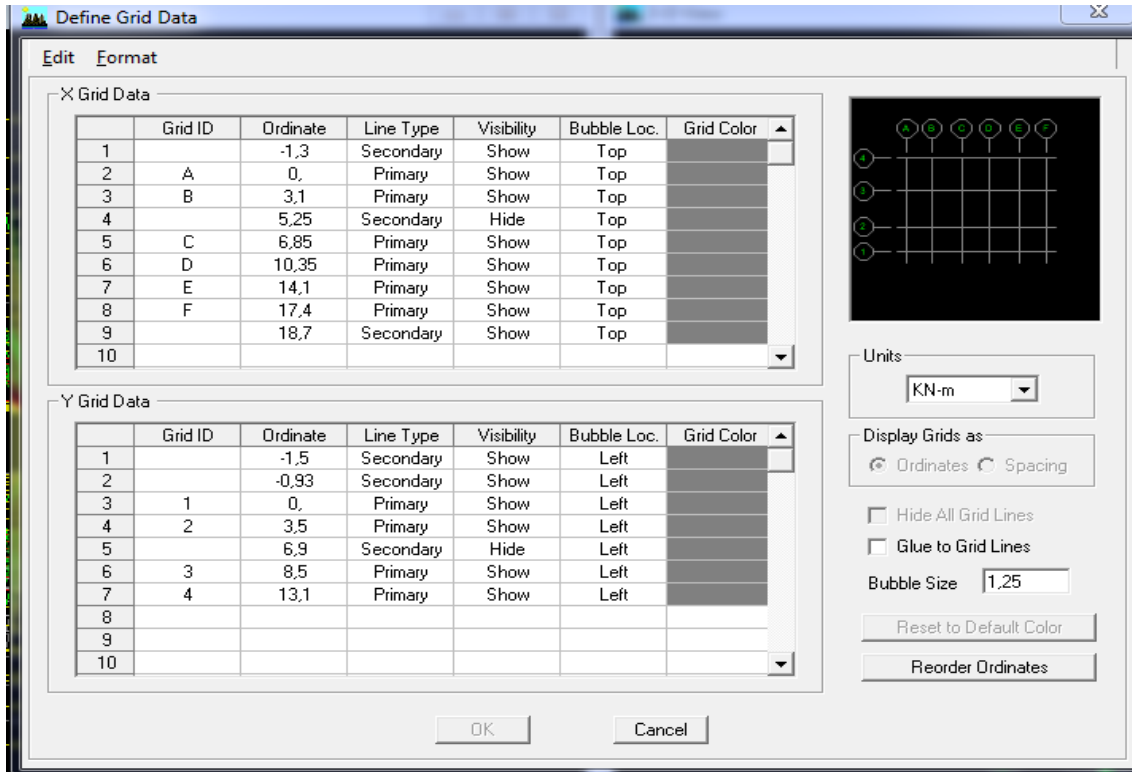
-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

Suivant x : -1.3, 0,3.1, 5.25,

Suivant y : -1.5,-0.93, 0, 3.5, 6,9,

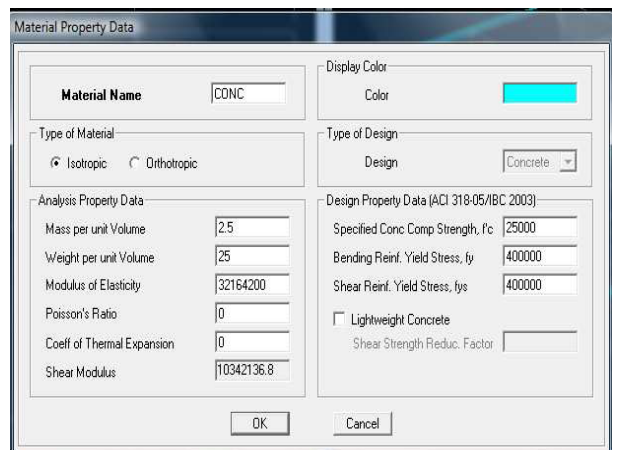
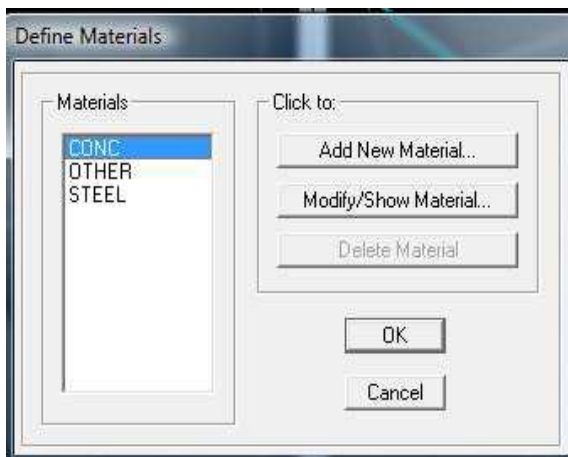
Suivant z : 0, 3.06, 6.12, 9.18, 12.24,



IV-5.2) Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

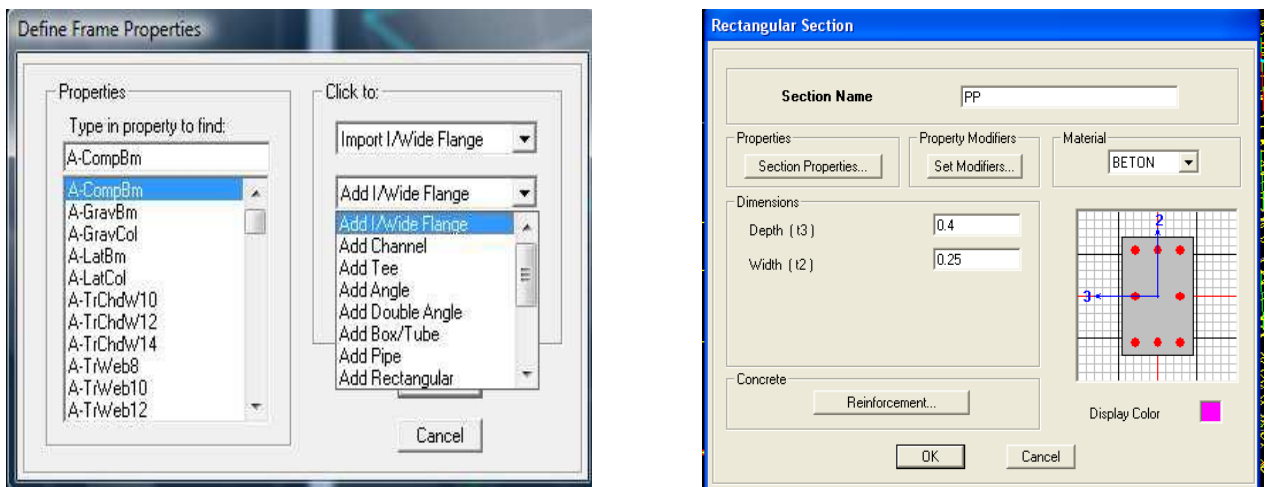


IV .5.3) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :


Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections

Affectation des sections aux éléments des portiques :


Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

-Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant un droit avec la souris.

-Dans la barre d'outil nous cliquons sur  où **Assign-Frame-sections**

-On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame sections** et dans la liste titre par **Frame section –Name** : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.

- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la barre visée.

-Pour tracer librement l'élément, on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le

point final, il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches




Voiles:



Define –Wall/slab/deck section

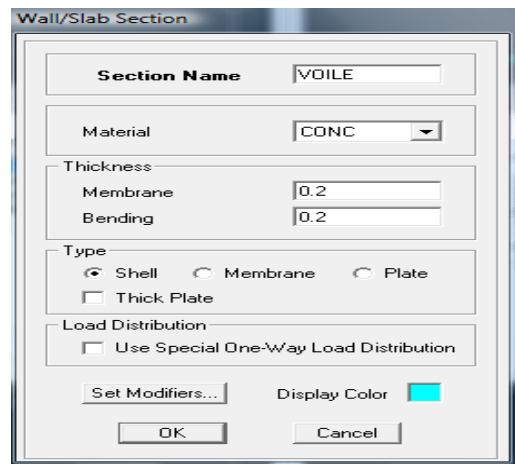
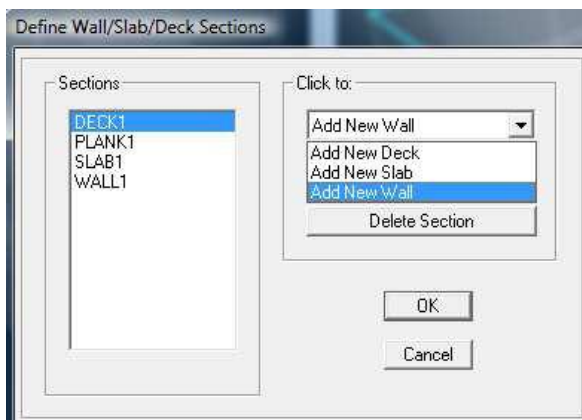
Clique sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là ou il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.

Pour rajouter des voiles :

-Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successive verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

-Pour tracer le voile librement on choisit

-Pour affecter **Shell sections** au voile :  sélectionner le voile et cliquer sur  et choisit la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.



IV .5.4) Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

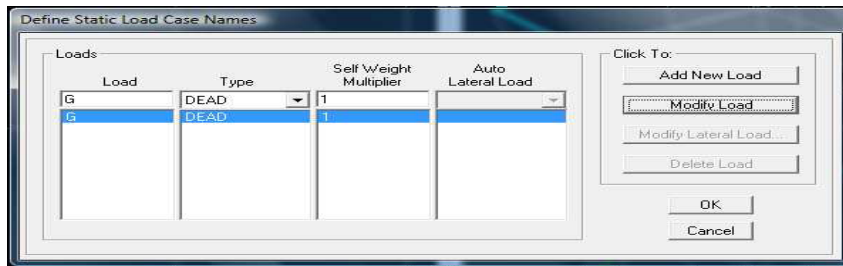
La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

➤ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

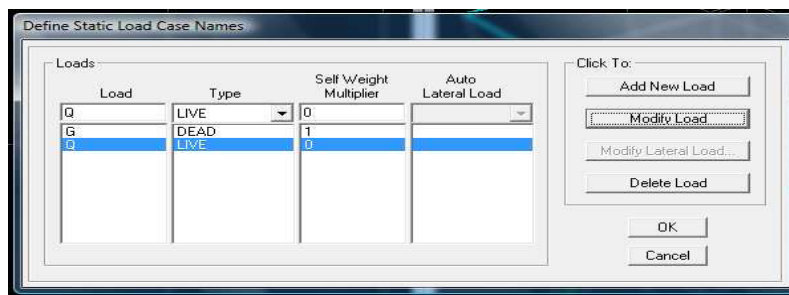


➤ **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

- **Données à introduire dans le logiciel :**

Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

Coeff comportement : Portiques contreventés par des voiles

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S3

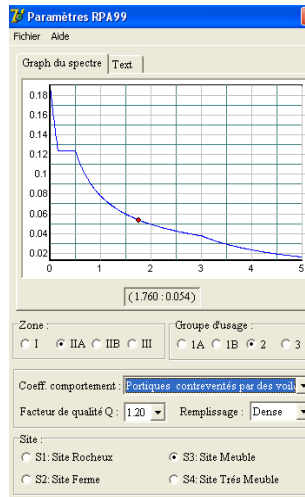
Facteur de qualité (Q):

Q=1.2

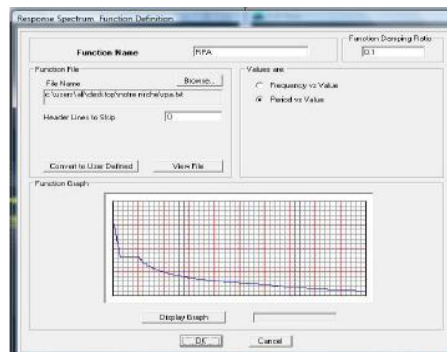


-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone. Rpa2003.exe

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text** .



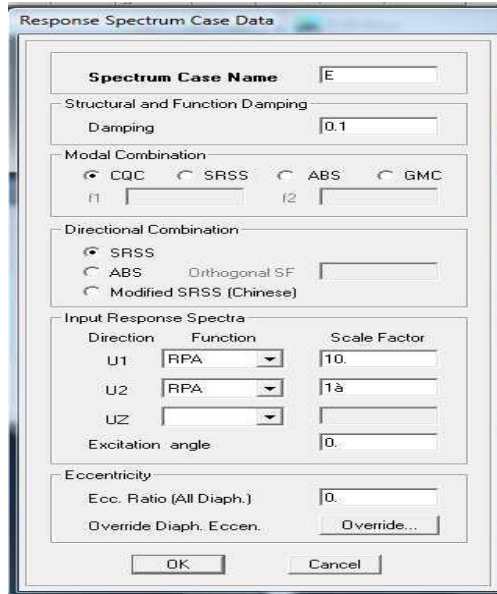
- Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :
Define → Response Spectrum Functions → Spectrum from file



Function Name (nom du spectre): **RPA** .

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Responses spectrum cases → Add New Spectrum

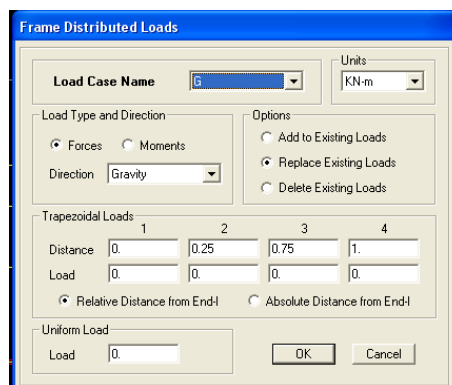


Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principales (**U1** et **U2**).

IV .5.5) 5ème étape : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Frame/line loads** → **Distributed** 



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

IV.5.6) 6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

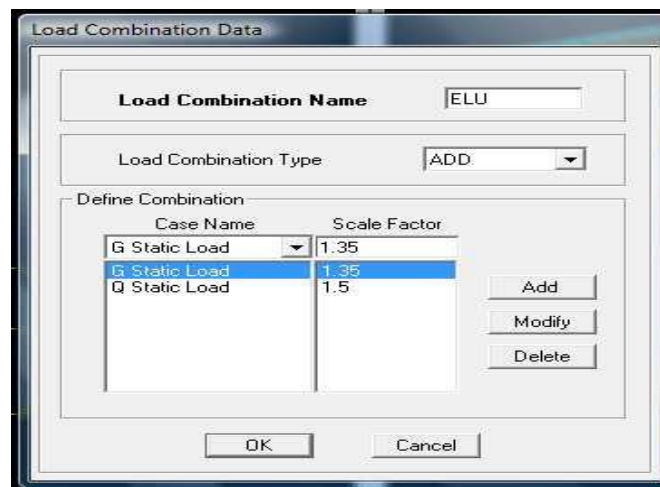
GQE : $G+Q\pm E$

08GE : $0.8G\pm E$

GQ12E : $G+Q\pm 1.2E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations → Add New Combo



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

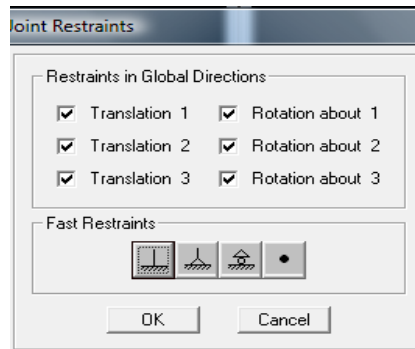
IV.5.7) 7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les noeuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Restraints**



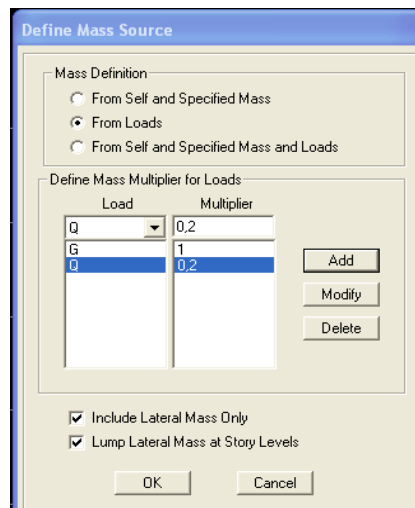
➤ **Mass- Source :**

Define Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

-On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

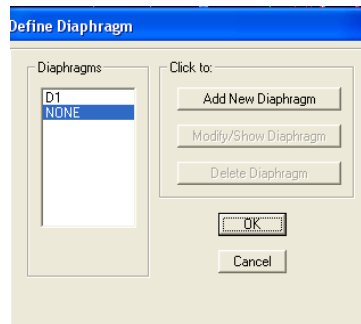


➤ **Diaphragmes :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Diaphragm → Add New Diaphragm.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.5.8) 8ème étape : Analyse et visualisation des résultats.

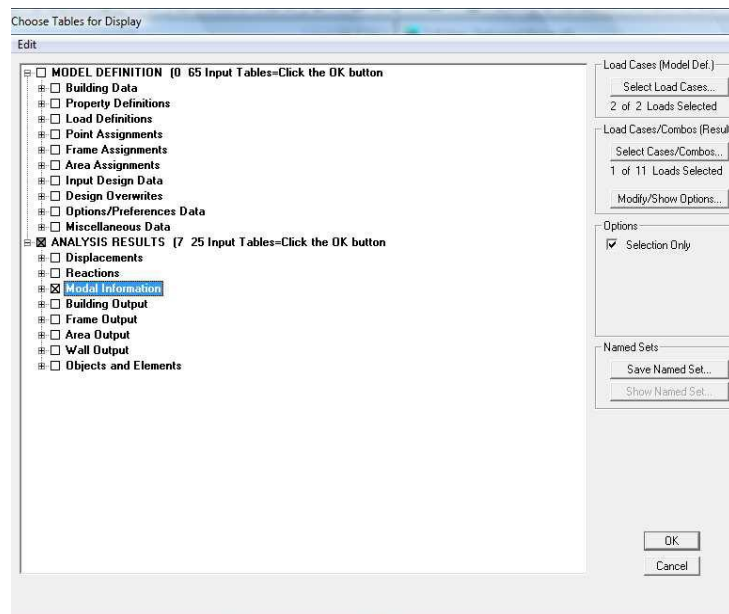
Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Visualisation des résultats :

➤ **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display show tables** , on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

➤ **Efforts internes dans les éléments barres :****Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display Show tables

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➤ **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

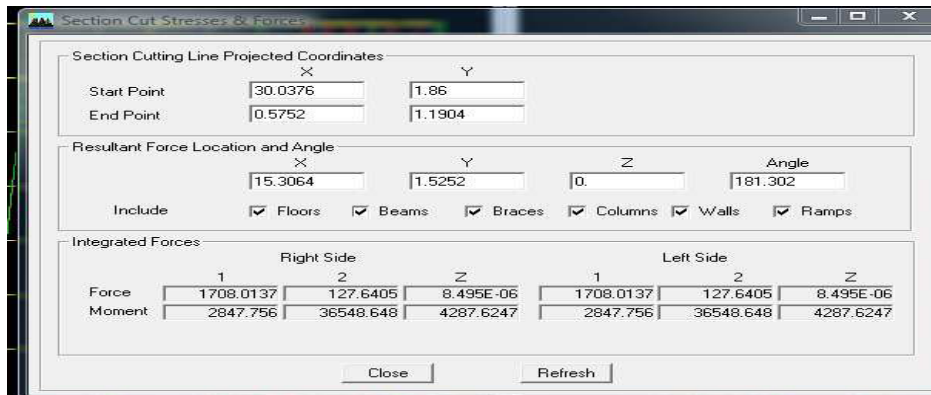
Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

➤ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



Remarque :

En désélectionnant la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles. **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure

V-1) Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

✓ **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

✓ **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

V-2) Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend du type de la structure et ces dimensions ; il se fait à l'aide des trois méthodes :

- ❖ par la méthode statique équivalente (**RPA /Art 4.1.2**)
- ❖ par Méthode dynamique qui regroupe :
 - la méthode d'analyse modale spectrale
 - la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- ❖ la méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

V-3) Présentation de la méthode statique équivalente :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont vérifiées [**RPA2003/Art4.1.2**] à savoir la régularité en plan et en élévation et une hauteur de la tour inférieure à 65 m en zone IIa, nous allons effectuer l'étude au séisme par « la méthode statique équivalente ».

• **Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plans horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant les deux directions orthogonales choisies par le projecteur ; dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

V-4) Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :

- ✓ La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA 2003/Art 3.2)**.
- ✓ La structure est de catégorie **S3** (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone **II_a**.
- ✓ La structure à étudiée fait **30.6 m** (RDC+9 étage) de hauteur, le système structural est constitué de voiles porteurs en béton armé. Dans ce cas les voiles doivent reprendre plus 20% des sollicitations dûes aux charges verticales et on considère que les sollicitations horizontales sont reprise uniquement par les voiles.

V-5) Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux (RDC+ 9 étages) encastree à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- ✓ Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type **FRAME**.
- ✓ Les voiles et dalles plane par un élément de type **SHELL**.

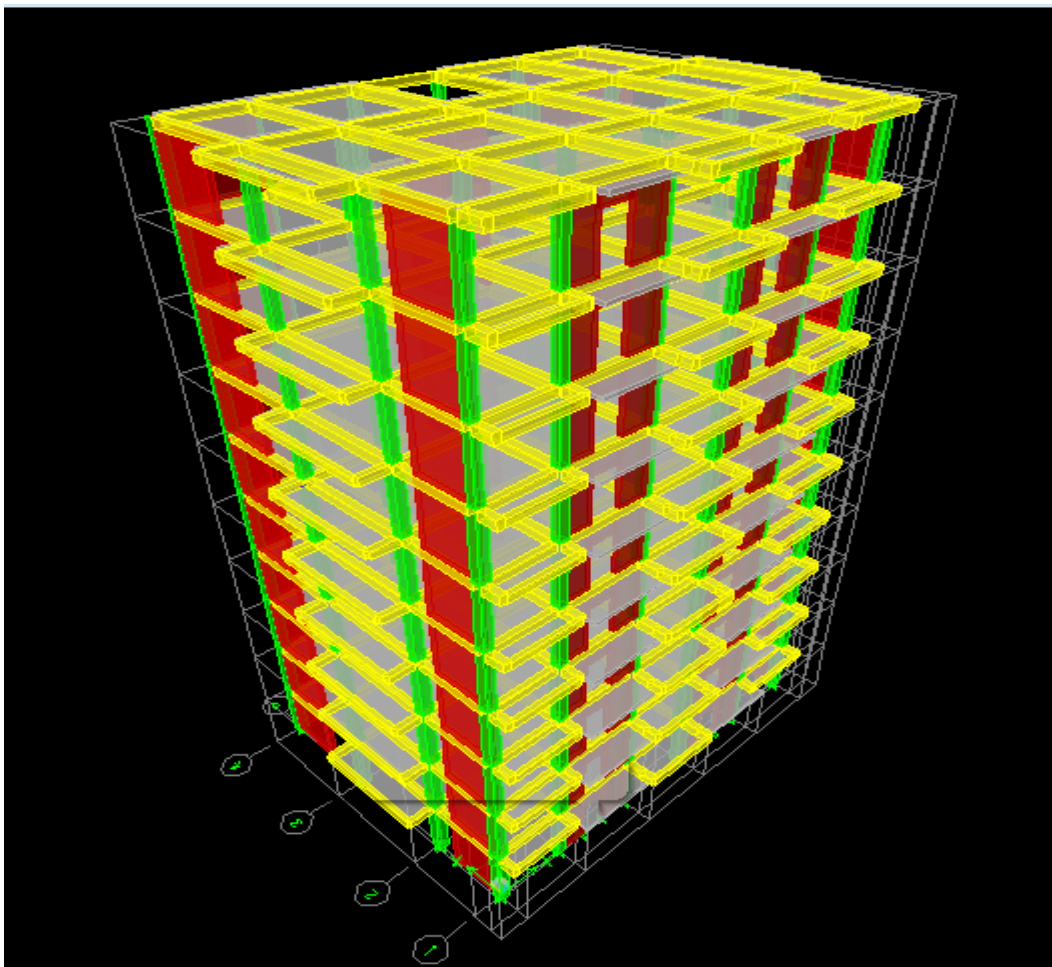


Fig V-1 : Modèle 3D de la structure.

V-6) Disposition des voiles :

Le système structural choisi est le contreventement par voile porteurs en béton armé. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA version 2003 :

- ✓ Les voiles doivent reprendre plus 20% des sollicitations dûes aux charges verticales.
- ✓ Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations dûes aux charges horizontales.
- ✓ Une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05 L$ (L: la plus grande portée du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.
- ✓ Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs.

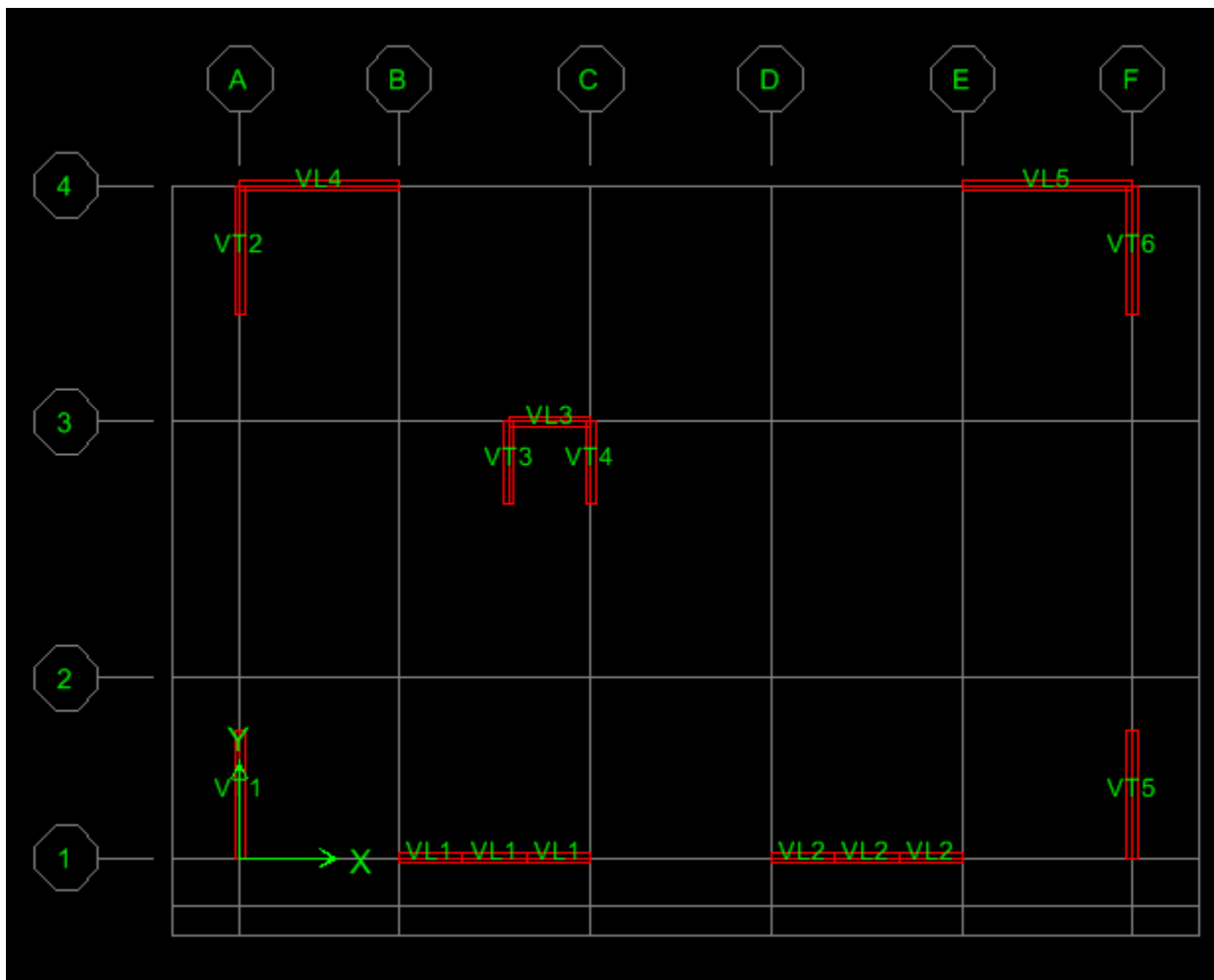


Fig V-2 : Disposition des voiles dans la structure.

V-7) Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{(RPA 2003/Art 4.3.3)}$$

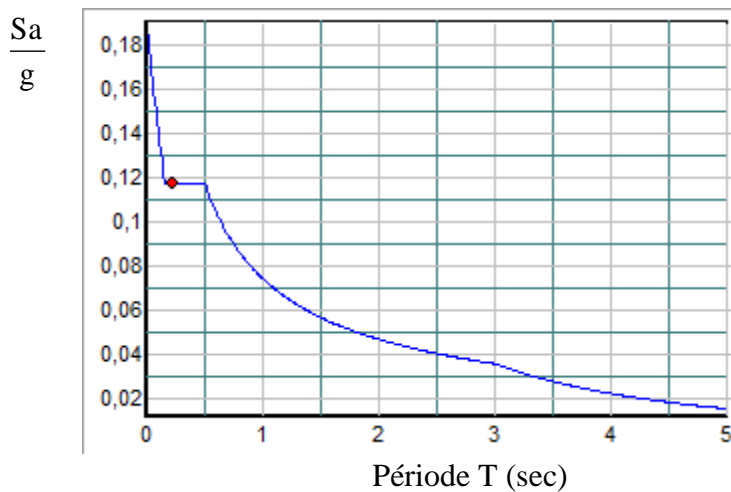


Fig V-4 : Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ Formule (4-4)

✓ **P_q** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ; **tableau (4-4).**

➤ Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

A = 0.15 [zone II, groupe d'usage 2 (RPA 2003/Tableau 4.1)].

R = 3,5 [voiles porteur et portiques (RPA 2003/Tableau 4.3)].

η = [7/2+ξ]^{1/2}

$T_1 = 0.15 \text{ sec}$; $T_2 = 0.50 \text{ sec}$. [site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

V-7-1) Calcul du facteur de qualité Q :

❖ **Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q :**

➤ **Sens transversal :**

Critère q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0.05
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0) = \mathbf{1.15}$$

➤ **Sens longitudinal :**

Critère q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0.05
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0)$$

$$Q = \mathbf{1.15}$$

$Q = \mathbf{1.15}$; tous les critères sont vérifiés. Les deux conditions de régularité en plan et en élévation sont prises en compte directement par le modèle 3D.

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans le tableau suivant

T (sec)	Sa/g	T(sec)	Sa/g	T(sec)	Sa/g	T(sec)	Sa/g
0,00	0,188	1,300	0,062	2,600	0,039	3,900	0,023
0,100	0,141	1,400	0,059	2,700	0,038	4,000	0,022
0,200	0,118	1,500	0,057	2,800	0,037	4,100	0,021
0,300	0,118	1,600	0,054	2,900	0,036	4,200	0,020
0,400	0,118	1,700	0,052	3,000	0,036	4,300	0,020
0,500	0,118	1,800	0,050	3,100	0,034	4,400	0,019
0,600	0,104	1,900	0,048	3,200	0,032	4,500	0,018
0,700	0,094	2,000	0,047	3,300	0,030	4,600	0,017
0,800	0,086	2,100	0,045	3,400	0,029	4,700	0,017
0,900	0,079	2,200	0,044	3,500	0,028	4,800	0,016
1,000	0,074	2,300	0,043	3,600	0,026	4,900	0,016
1,100	0,070	2,400	0,041	3,700	0,025	5,000	0,015
1,200	0,066	2,500	0,040	3,800	0,024		

Tableau V-1 : valeurs du spectre de réponse

V-8) Nombre de modes à considérer :

- a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
- ❖ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - ❖ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$\mathbf{K} \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad \mathbf{T}_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ; T_k la période du mode K.

- Dans notre cas N=10 niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{10} = 9.49)$

Donc : **K=10** nombre de modes.

V-9) Combinaison des réponses modales :

$$\mathbf{r} \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$$

Avec :

$$\mathbf{r} = \mathbf{T}_i / \mathbf{T}_j \quad (\mathbf{T}_i \leq \mathbf{T}_j)$$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E₁ et E₂ par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

V-10) Caractéristiques géométriques de la Structure :

- **Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Niveau	Masse suivant X	Masse suivant Y	Centre de masse		Centre de torsion		Exc. Théorique		Exc. Accidentelle	
			XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	ex	ey
RDC	241.5199	241.5199	8.644	5.951	8.258	6,641	0.386	-1.773	1,02	0.71
étage 1	241.5199	241.5199	8.644	5.951	8.416	6.650	0.228	-2.144		
étage 2	241.5199	241.5199	8.644	5.951	8.467	6.407	0.177	-1.926		
étage 3	237.7755	237.7755	8.644	5.946	8.489	6.606	0.155	-1.66		
étage 4	234.553	234.553	8.644	5.940	8.497	6.338	0.147	-1.398		
étage 5	234.553	234.553	8.644	5.940	8.500	6.082	0.144	-1.142		
étage 6	231.2767	231.2767	8.645	5.936	8.500	5.851	0.145	-0.915		
étage 7	228.5223	228.5223	8.645	5.930	8.497	5.645	0.148	-0.715		
étage 8	236.1619	236.1619	8.610	5.778	8.494	5.472	0.116	-0.694		
étage 9	211.5819	211.5819	8.656	5.671	8.492	5.351	0.164	-0.68		

Tableau V-2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

- **l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = 0.05 \times 20,4 = 1.02 \text{ m}$
 $e_y = 0.05 \times 14.2 = 0.71 \text{ m}$

V-11) Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	SumUX %	SumUY %
1	0,819972	0,0253	68,4832
2	0,675904	65,9903	68,5165
3	0,525965	67,6358	68,5222
4	0,209809	67,6373	85,5158
5	0,163999	83,2152	85,5178
6	0,118966	85,8307	85,5181
7	0,090907	85,8313	91,8978
8	0,072138	91,4482	91,8983

Tableau V-3 : périodes et participations massiques

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.
- La valeur de la période donnée par ETABS vérifiée la condition de [l'article 4.2.4] du RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4) ; avec :

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T \times h_N^{3/4} \right\} = 0.65 \text{ sec ; avec } h_N = 30.6\text{m, } D = 17.85 \text{ m, } C_T = 0,05$$

$$T_{\text{numérique}} = 0.65 + (0.3 \times 0.65) = 0.847 \text{ sec} > T_{\text{ETABS}} = \mathbf{0.819 \text{ sec}} \dots\dots\dots\mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

V-12) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'V_i' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 /Art 4.2)**.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

- ❖ **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le (RPA 2003/Tableau 4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A= 0.15**
- ❖ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_1 = 0.15$, $T_2 = 0.50$ (RPA/Tableau 4-7)

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand : $\xi = 10\%$, on a : $\eta = 0.76$

T : donnée par la formule empirique.

$$T = 0.65 \text{ sec.} \Rightarrow 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s.}$$

Donc :

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 1.6$$

- ❖ R : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003/Tableau 4.3)
 $R = 3,5$
- ❖ Q : facteur de qualité (RPA/Art 5.7)
 $Q = 1.15$
- ❖ W : poids total de la structure, donné par ETABS

Case	C	Poids utilisés en KN	Effort tranchant à la base (Vt) en KN
YY	0,0788	23428,844	1846,19
XX	0,0788	23428,844	1846,19

Tableau V-4 : Poids total de la structure et Efforts tranchants à la base.

$$\text{Avec : } C = \frac{A \times D \times Q}{R}$$

Niveaux	Masse
RDC	241.5199
ETAGE1	241.5199
ETAGE2	241.5199
ETAGE3	237.7755
ETAGE4	234.553
ETAGE5	234.553
ETAGE6	231.2767
ETAGE7	228.5223
ETAGE8	236.1619
ETAGE9	215.4824

Tableau V-5 : Masses des différents niveaux

MSE (RPA 2003)		
Coefficients	A	0,15
	D	1,6
	Q	1,15
	R	3,5
forces sismiques (KN)	1846,19	

Tableau V-6 : La forces sismiques à la base.

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003/Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ;calculée par *ETABS* ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la *méthode statique équivalente* V_{max} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0.80 V$)

- ✓ $S_i V_t < 0.80 V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

forces sismiques (KN)			vérification	
MSE	ETABS (Vt)		Vt/V	
(Vmax)	Ex	Ey	x	y
1846.19	1627.02	1519.38	>0.80	>0.80
			Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau V-7 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

V-13) Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel *ETABS*.

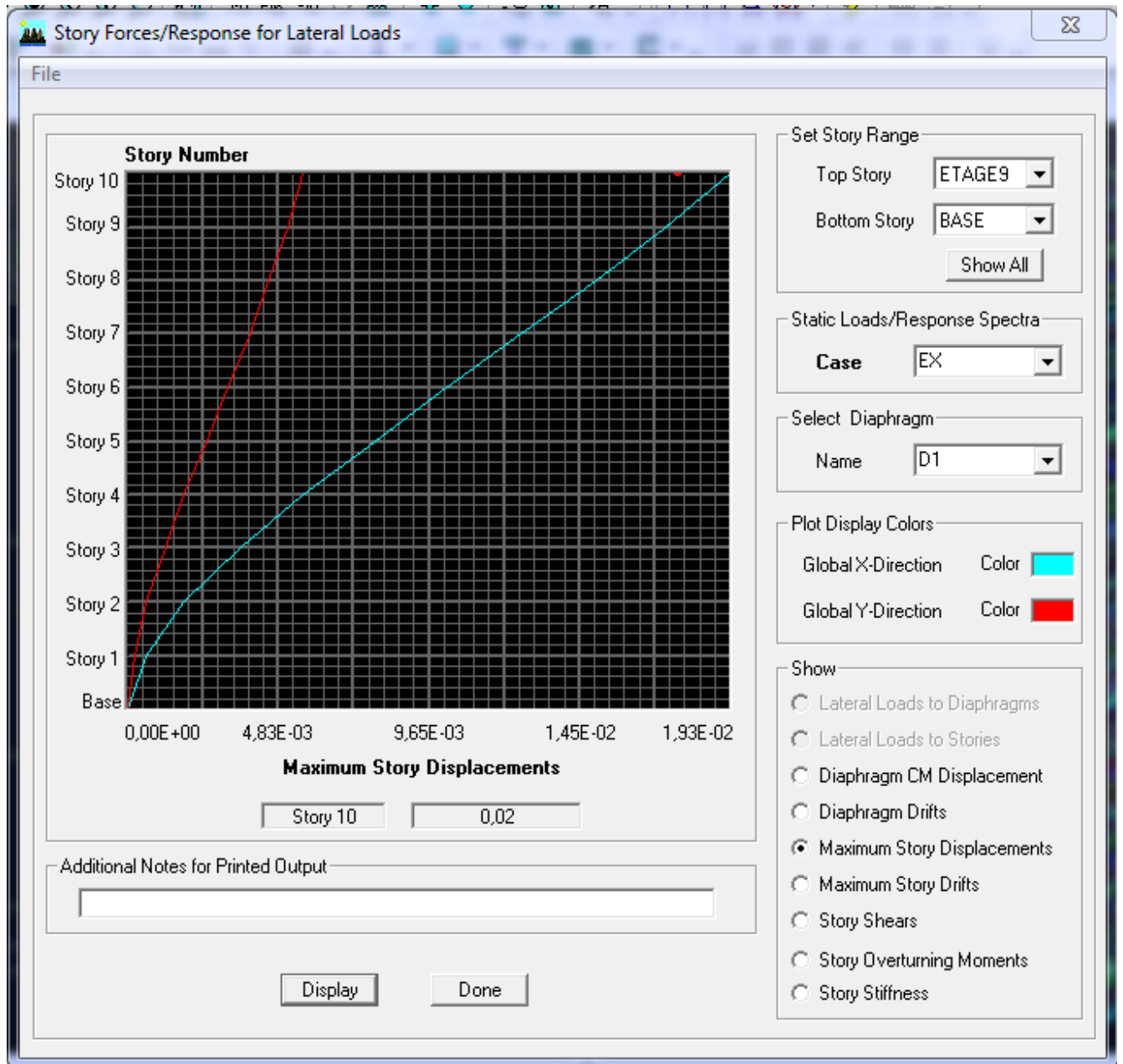


Fig.V-5 Vérification des déplacements selon Ex.

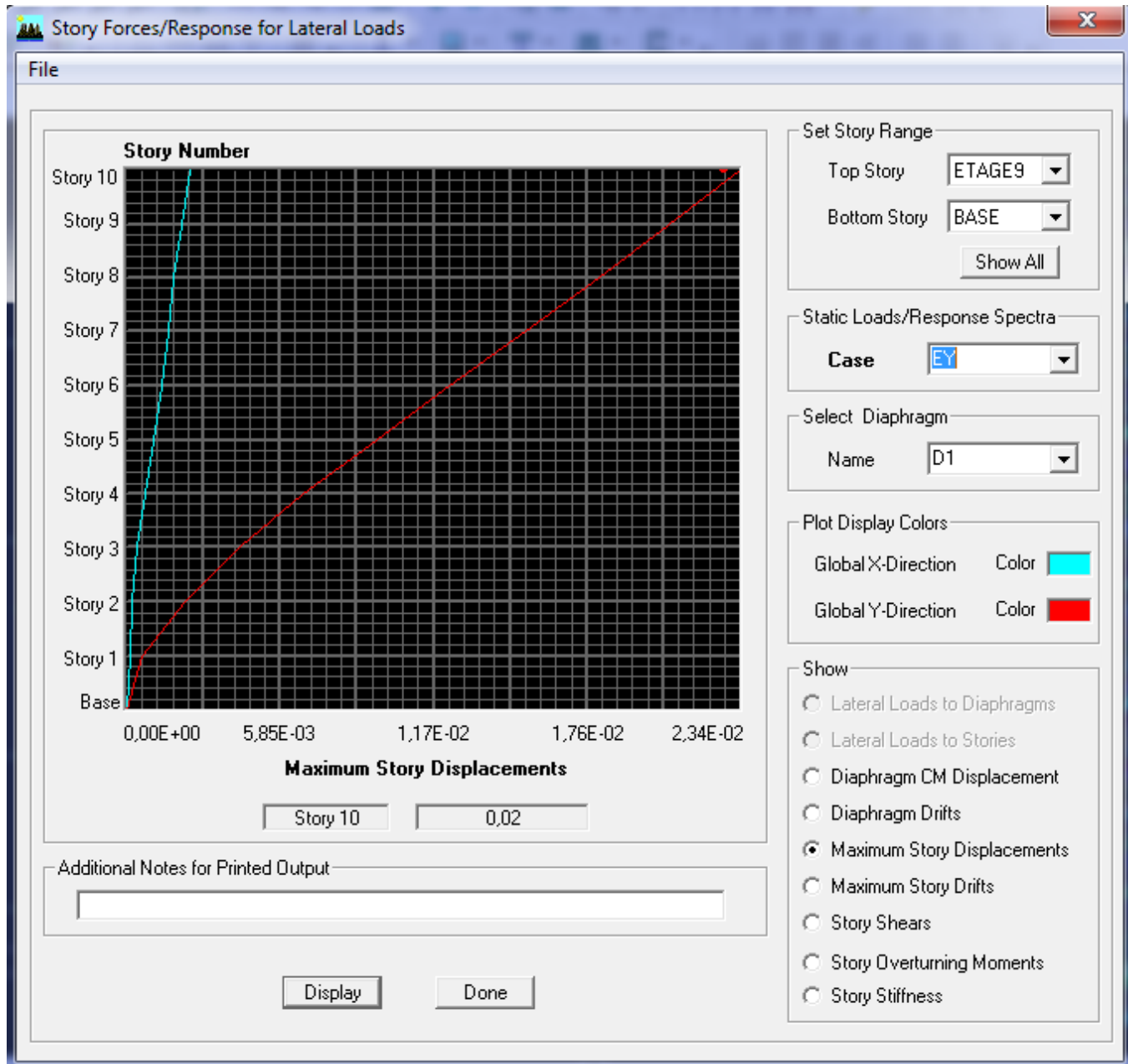


Fig.V-6 Vérification des déplacements selon Ey.

Niveau	Déplacement (ETABS)		HAUTEUR	RPA \leq 1%h	OBS
	EX	EY			
	X	Y			
étage 9	0.0160	0.0210	3.06	0.0306	vérifié
étage 8	0.0141	0.0186	3.06	0.0306	Vérifié
étage 7	0.0121	0.0162	3.06	0.0306	Vérifié
étage 6	0.0102	0.0137	3.06	0.0306	Vérifié
étage 5	0.0082	0.0111	3.06	0.0306	Vérifié
étage 4	0.0063	0.0085	3.06	0.0306	Vérifié
étage 3	0.0044	0.0061	3.06	0.0306	Vérifié
étage 2	0.0028	0.0038	3.06	0.0306	Vérifié
étage 1	0.0014	0.0020	3.06	0.0306	Vérifié
RDC	0.0004	0.0006	3.06	0.0306	Vérifié

Tableau V-8 : Vérification les déplacements relatifs.

Remarque :

Au début, on a supposé que le type de contreventement de notre structure est mixte (portique/voiles avec interaction). Après la modélisation et l’analyse, on a eu les résultats suivants :

V-14) calcul du pourcentage de participation des voiles :

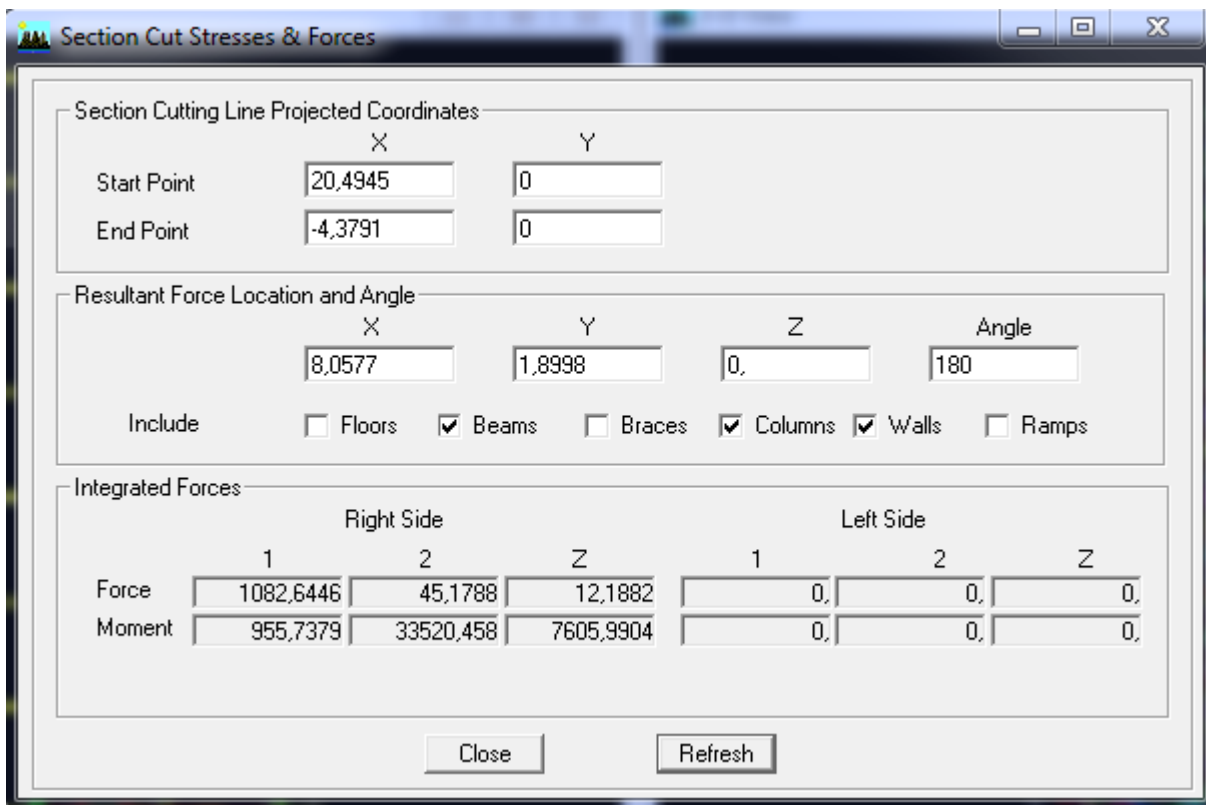


Fig V-7 : Efforts repris par l’ensemble selon Ex.

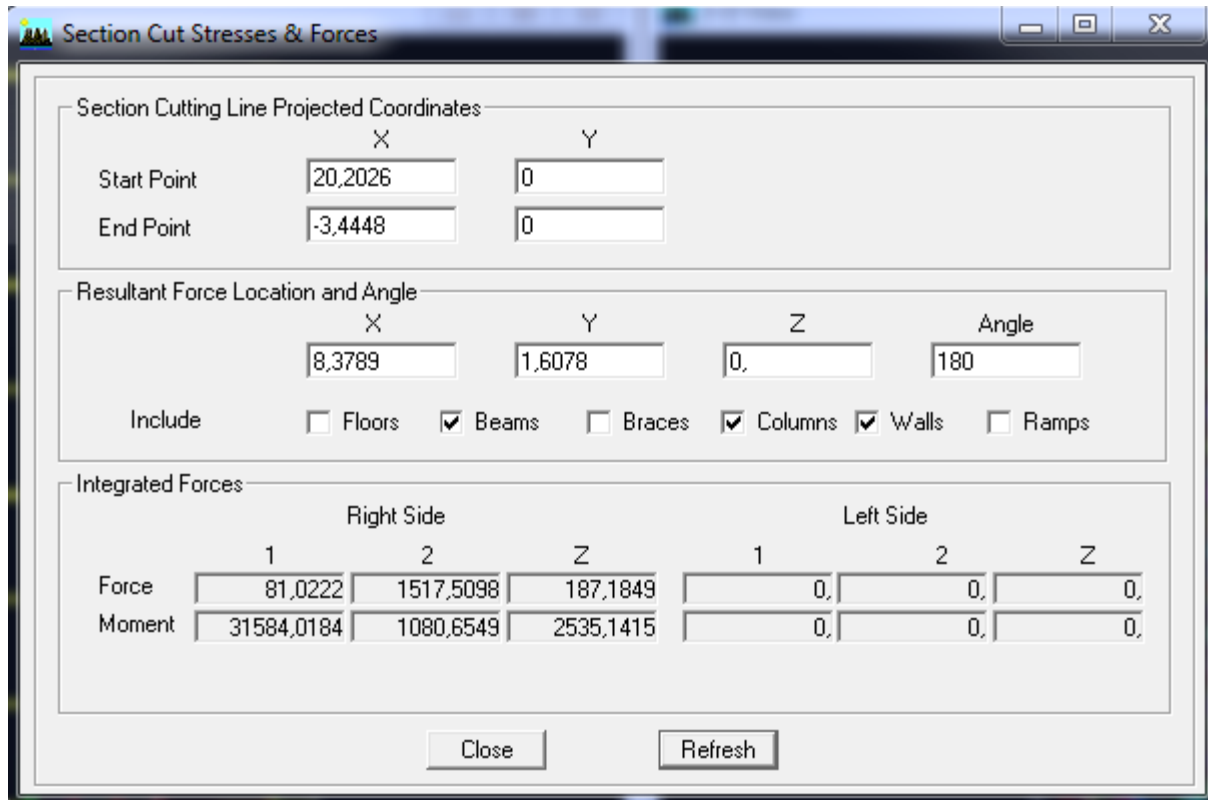


Fig V-8 : Efforts repris par l'ensemble selon Ey.

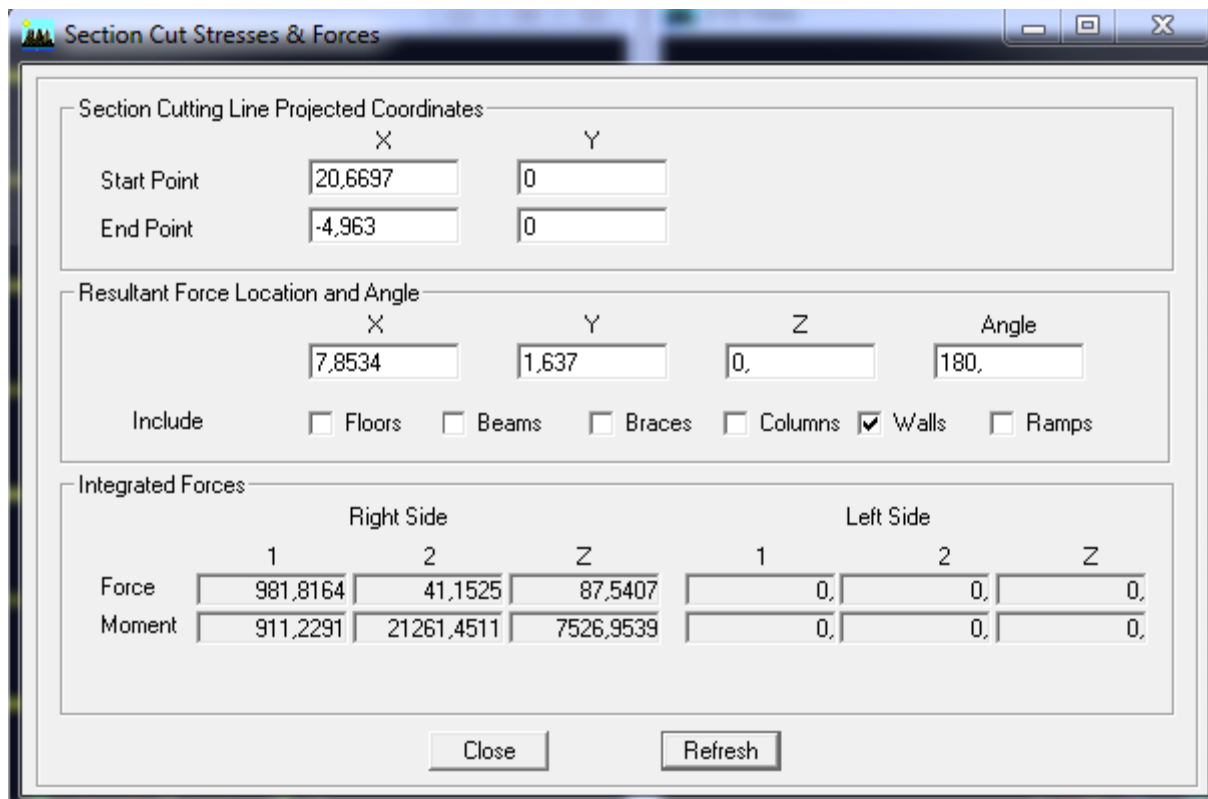


Fig V-9 : Efforts repris par les voiles selon Ex.

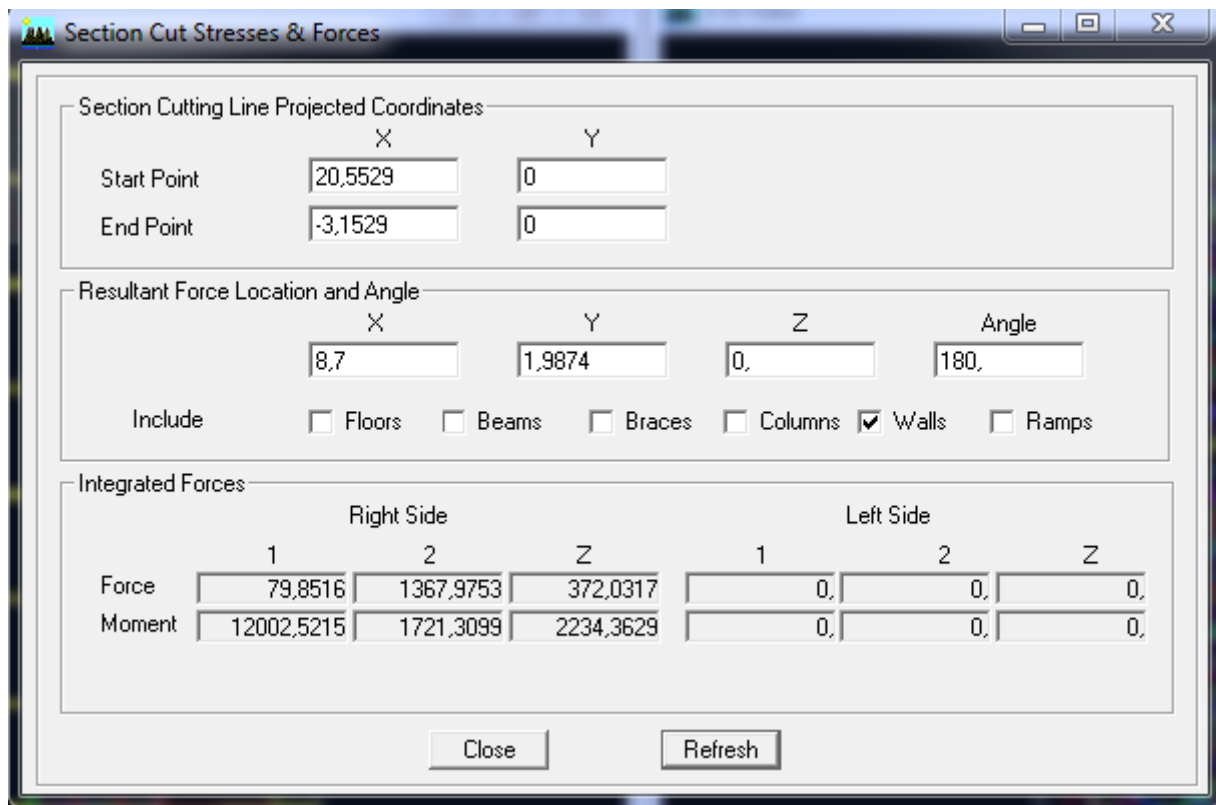


Fig V-10 : Efforts repris par les voiles selon Ey

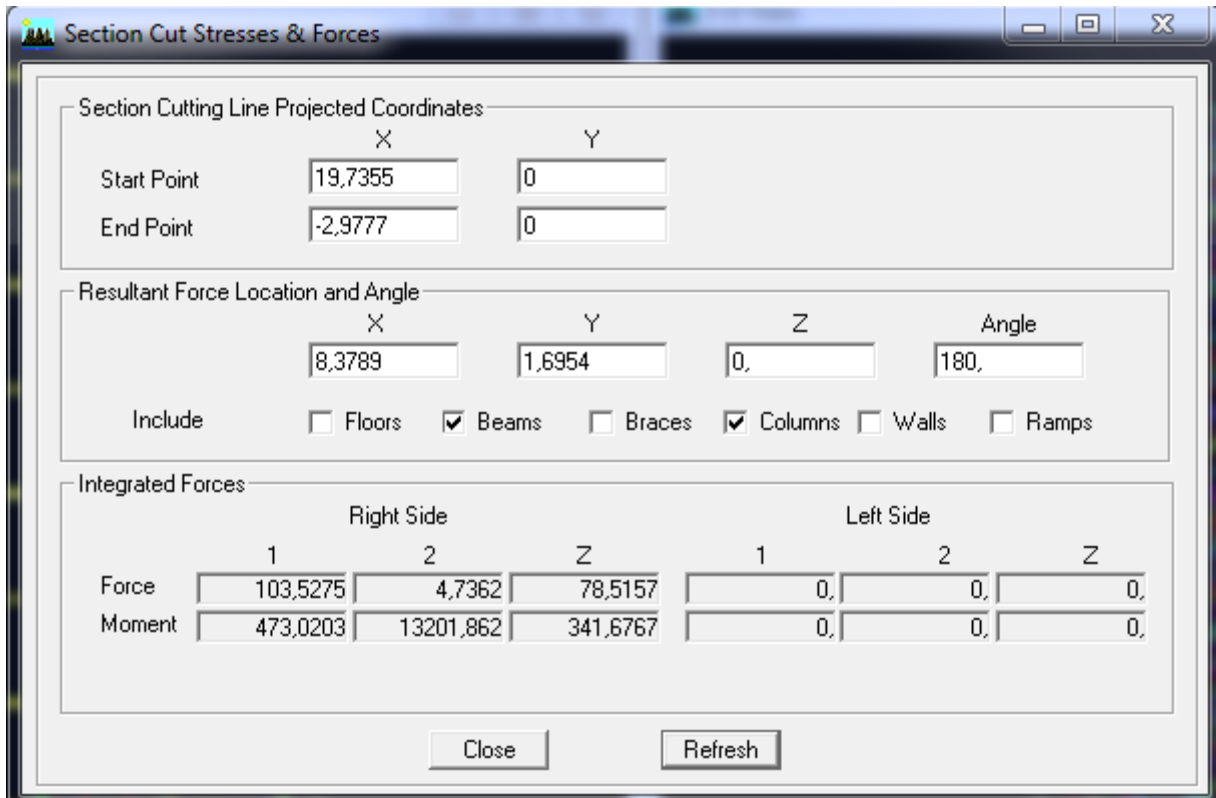


Fig.V-11 : Efforts repris par les portiques selon Ex.

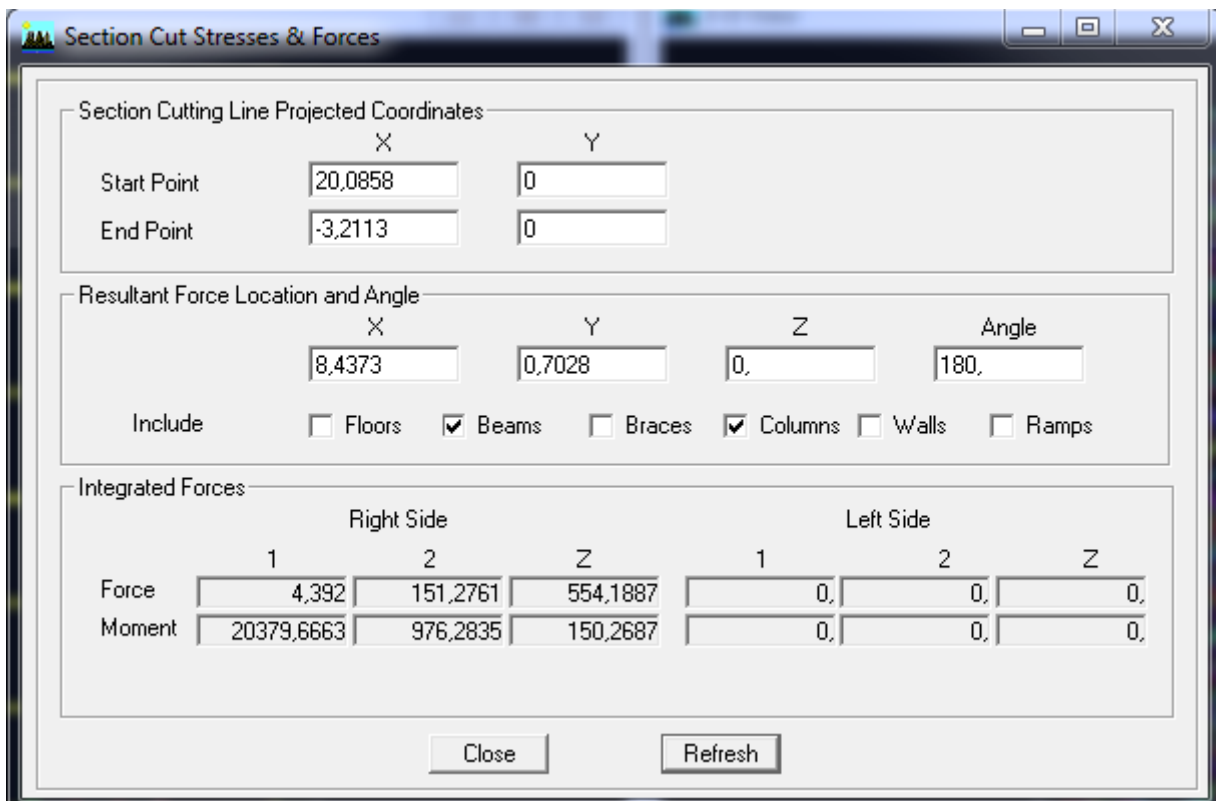


Fig.V-12 : Efforts repris par les portiques selon Ey.

➤ **Suivant xx :**

Efforts repris par l'ensemble : **1082.6446 KN**

Efforts repris par les portiques : **103.5275 KN**

Efforts repris par les voiles : **981.8164 KN**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **9.56%**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **90.68%**

➤ **Suivant yy :**

Efforts repris par l'ensemble : **1517.5098Kn**

Efforts repris par les portiques : **151.2761Kn**

Efforts repris par les voiles : **1367.9753Kn**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **9.96 %**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **90.14 %**

Conclusion :

On constate que :

L'effort repris par les voiles est plus importante que celui des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre plus de **75%** des sollicitations dues aux charges horizontales).

D'après le **RPA**, le système de contreventement est du type **4_a** : système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles.

VI-1) Introduction :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferraillements sont imposées par le BAEL 99, et le RPA 2003.

➤ **Combinaisons du BAEL 99 :**

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

➤ **Combinaisons du RPA 2003 (Art 5.2) :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie du calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations, et des déformations de calcul sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

G: Charges permanentes

Q: Charges d'exploitation non pondérées

E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales

Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques.

a) Les portiques :

Les combinaisons de charges à prendre sont :

Éléme nt	BAEL 91		RPA 99ver 2003	
	ELU	ELS		
Poutre s	1.35 G + 1.5 Q	G + Q	G + Q± E	0.8 G ± E
Poteau x	1.35 G + 1.5 Q	G + Q	G + Q± E	0.8 G ± E

b) Les voiles :

Les combinaisons de charges à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- G + Q + E
- 0.8G + E
- 0.8 G – E
- ELU
- ELS

VI-2) Les efforts internes dans les éléments :

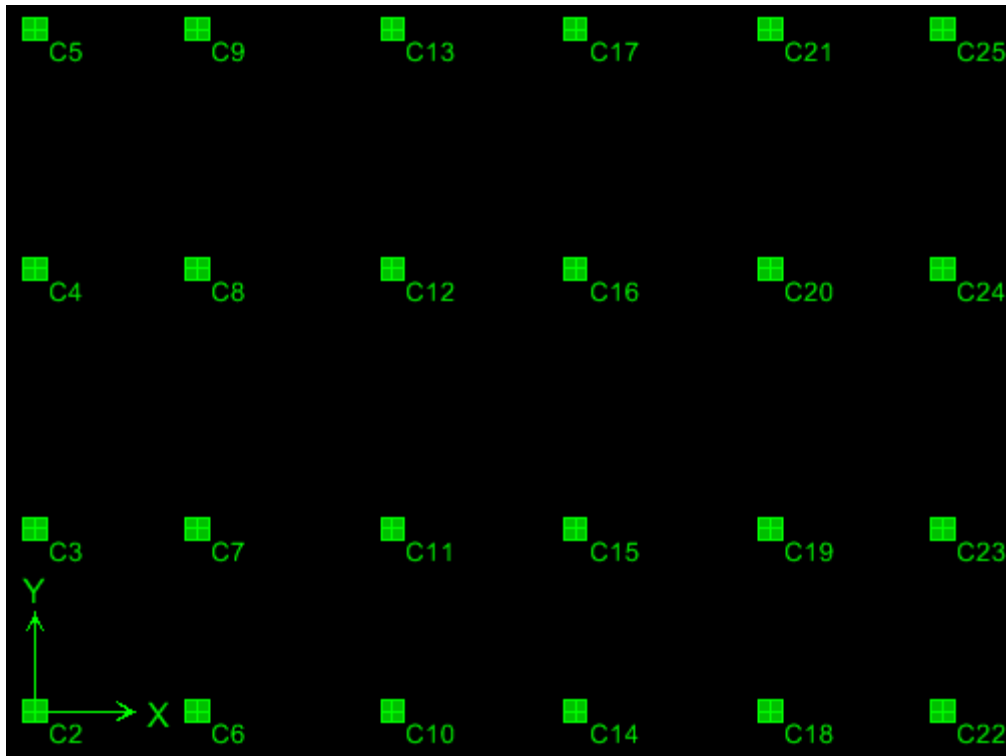


Fig VI-1 : dispositions et noms des poteaux selon le logiciel ETABS.

VI-2.1) Les poteaux :

Les résultats donnés dans les tableaux suivant sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions :

- $|N_{max}| \Rightarrow M_2 \text{ et } M_3$
- $|M_{2(max)}| \Rightarrow \text{Pet } M_3$
- $|M_{3(max)}| \Rightarrow \text{Pet } M_2$

Remarque :

On pose :

N : P.

On désigne les combinaisons par les notations suivantes :

P : plus (+) ;

M : Moins (-) ;

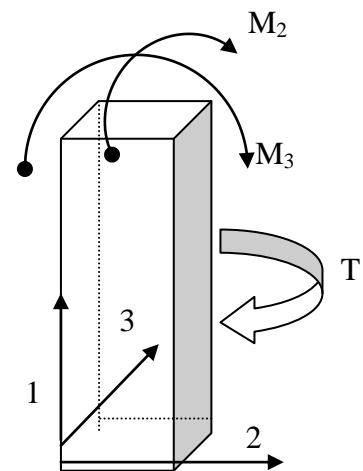


Fig. VI-2 : Efforts internes dans les poteaux selon ETABS.

➤ **Poteaux (45x40):**

COMB1.....ELU

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C20	-1756.83	0.98	2.21	1.422	-0.858
C9	-238.14	-0.43	17.77	-21.441	-0.349
C23	-426.45	-2.46	-23.47	-34.897	-4.038
C8	-702.38	9.23	-4.26	-6.795	13.25

COMB 2.....ELS

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C20	-1277.84	0.71	1.61	1.04	0.627
C9	-174.87	-0.31	12.88	-15.538	0.253
C23	-312.07	-1.81	-17.03	-25.323	-2.963
C8	-510.66	6.69	-3.1	-4.94	9.604

COMB 3.....0.8G ± E

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C18	-1217.24	-4.44	-2.28	-4.129	-15.595
C22	520.2	2.25	2.79	5.716	1.069
C24	17.74	0.94	60.63	90.609	1.008
C8	-202.46	27.87	6.77	9.804	42.592

COMB 4.....G + Q ± E

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C18	-1410.2	-4.51	-1.92	-4.013	-15.645
C21	403.55	3.05	7.92	-10.954	2.57
C24	-133.52	0.34	64.19	95.714	-0.005
C8	-373.88	30.27	5.75	8.145	46.03

➤ **Poteaux (40x35):**

COMB 1.....ELU

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C20	-996.71	4.55	6.76	9.436	6.348
C9	-106.62	-0.31	15.95	-18.982	0.296
C23	-227.18	1.12	-24.87	-36.931	1.446
C8	-370.64	12.45	-2.67	-4.179	18.163

COMB 2.....ELS

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C20	-725,18	3,31	4,92	6,871	4,618
C9	-78,24	-0,22	11,56	-13,758	0,215
C23	-166,19	0,79	-18,06	-26,813	1,018
C8	-269,93	9,03	-1,94	-3,033	13,173

COMB 3.....0.8G ± E

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C24	-544.97	-3.15	-33.89	-51.142	-4.619
C21	81.64	1.39	10.29	-5.883	0.437
C24	-38.6	3.75	55.57	82.842	5.307
C8	-120.1	28.94	7.03	10.321	43.011

COMB 4.....G + Q ± E

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C20	-766.32	0.02	-14.59	-22.575	-0.064
C9	46.32	1.03	13.65	-7.174	0.728
C24	-118.78	4.03	59.56	88.671	5.662
C8	-207.34	32.14	6.36	9.263	47.674

➤ **Poteaux (35x30):**

COMB 1.....ELU

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C20	-486.7	5.81	7.42	10.707	8.32
C25	-7.13	0.15	0.09	-0.168	-0.198
C19	-137.81	12.06	-24.6	-35.578	16.654
C16	-146.38	-14.79	13.15	18.944	-20.295

COMB 2.....ELS

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C20	-354.47	4.23	5.4	7.795	6.051
C25	-5.19	0.11	0.06	-0.122	-0.144
C19	-100.8	8.76	-17.89	-25.856	12.089
C16	-107.15	-10.74	9.56	13.756	-14.742

COMB 3.....0.8G ± E

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C20	-260.31	-0.75	-11.77	-17.51	-1.18
C14	15.16	0.99	-1.66	3.776	0.96
C24	-29.82	4.98	39.85	58.223	6.927
C8	-40.1	24.08	4.99	7.578	34.574

COMB 4.....G + Q ±E

Elément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C20	-374.77	0.65	-10.01	-14.973	0.834
C28	8.4	8.21	0	0.247	5.983
C24	-46.89	5.89	43.52	63.602	8.081
C8	-55.32	27.48	4.51	6.99	39.445

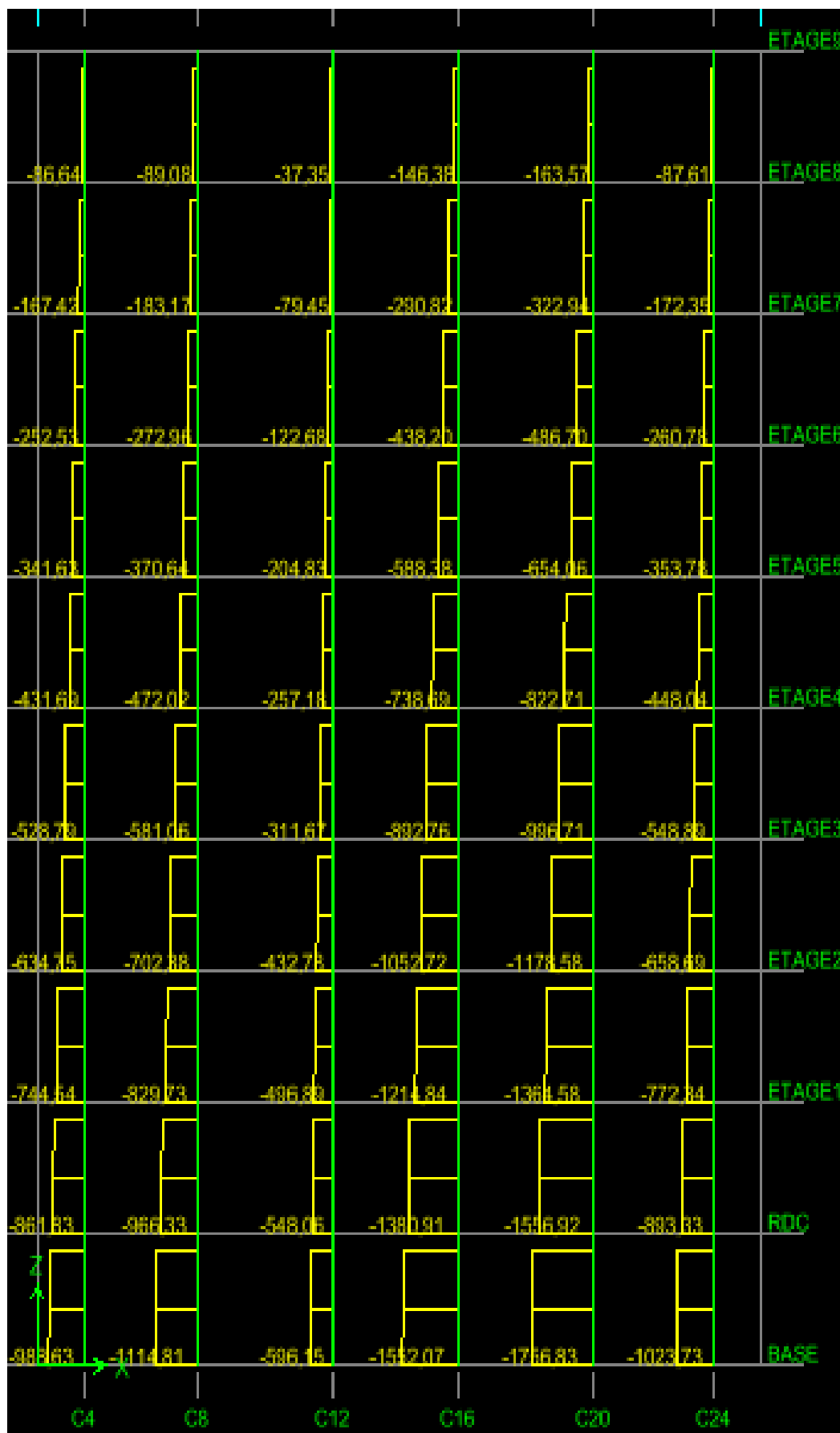


Fig VI-3 : Exemple de force axiale au poteau C20, à l'ELU

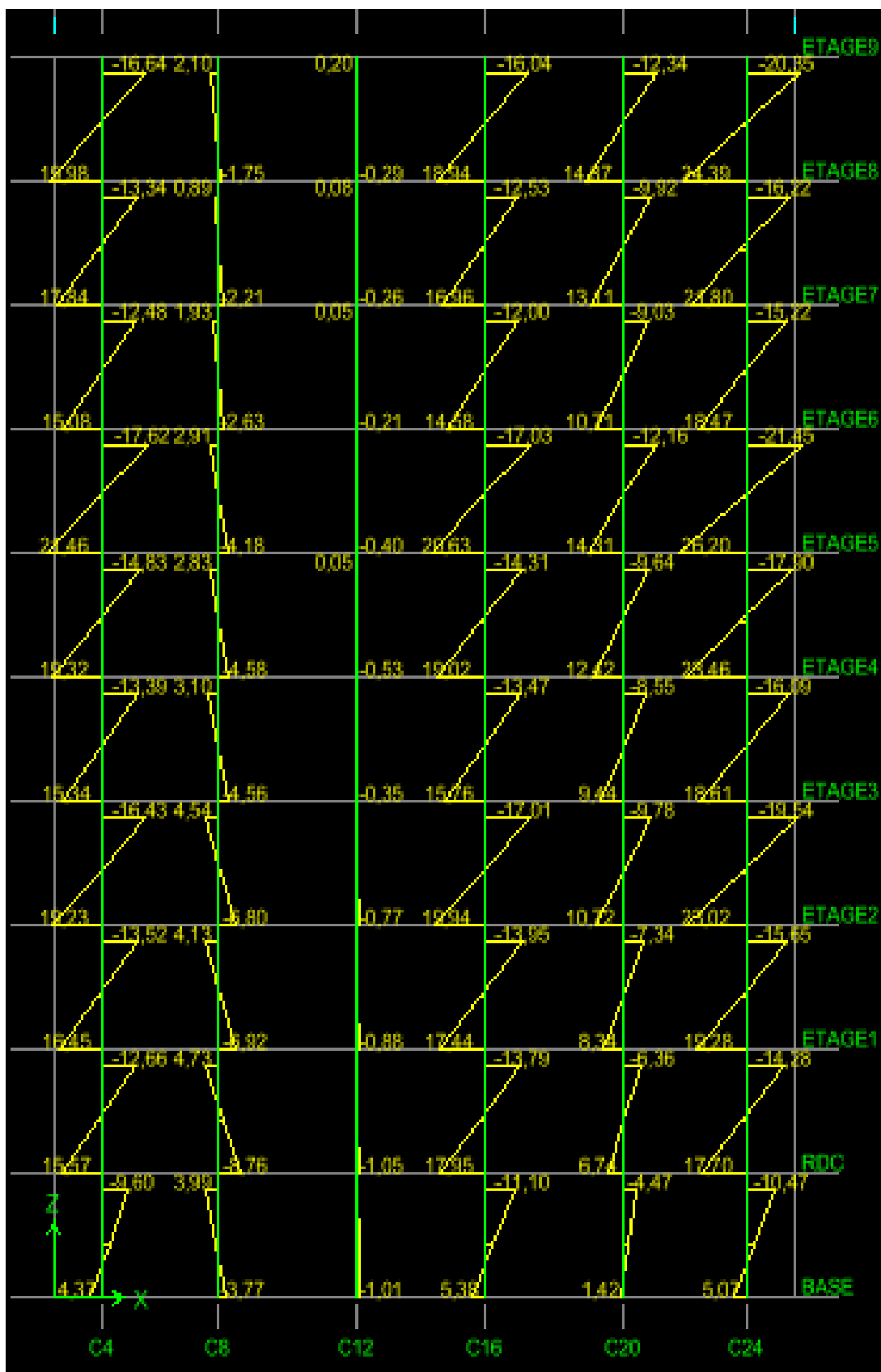


Fig VI-4 : Exemple du Moment 2-2 au poteau C20 à l'ELU

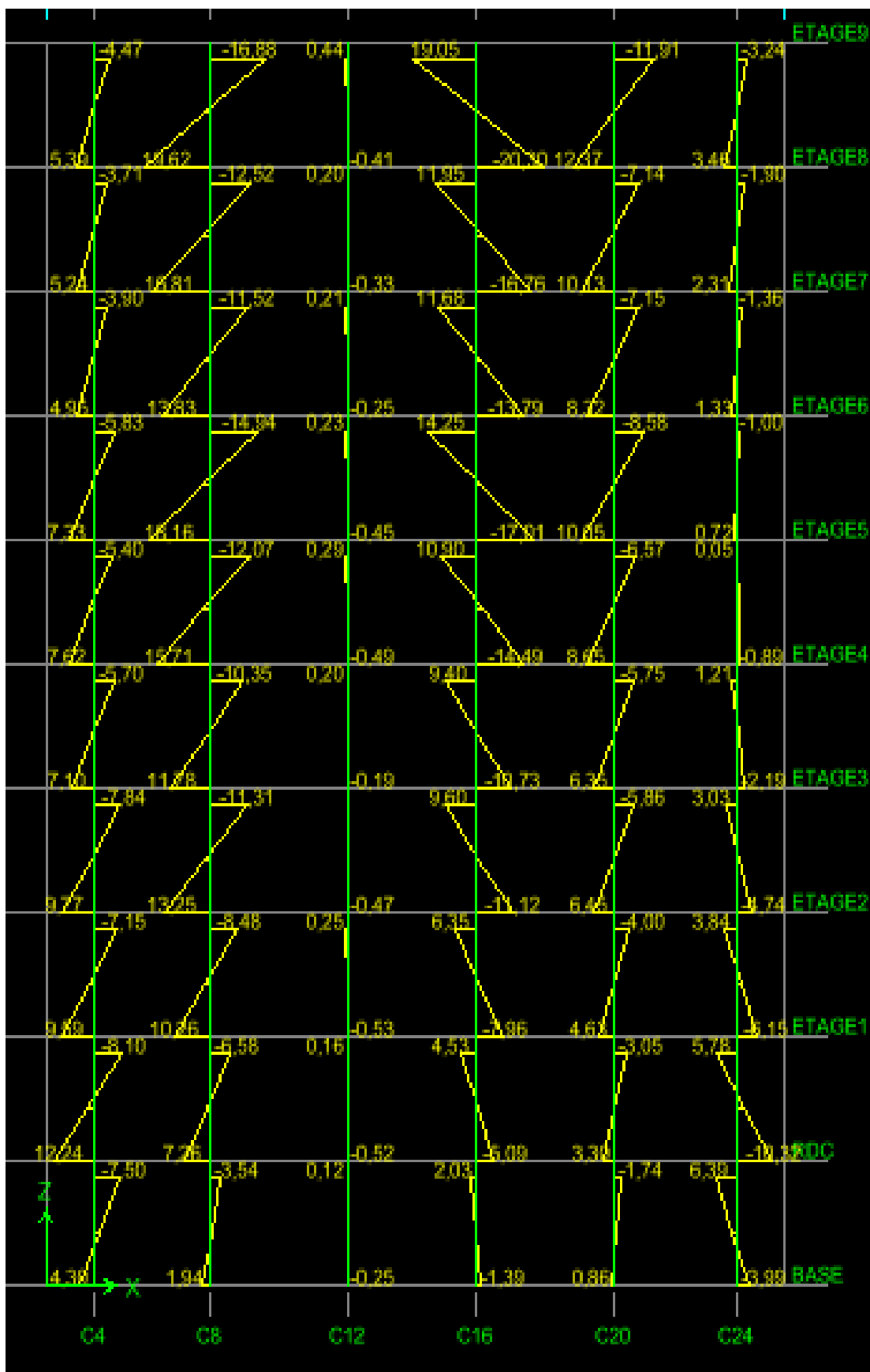


Fig VI-5 : Exemple du Moment M 3-3 au poteau C20 à l'ELU

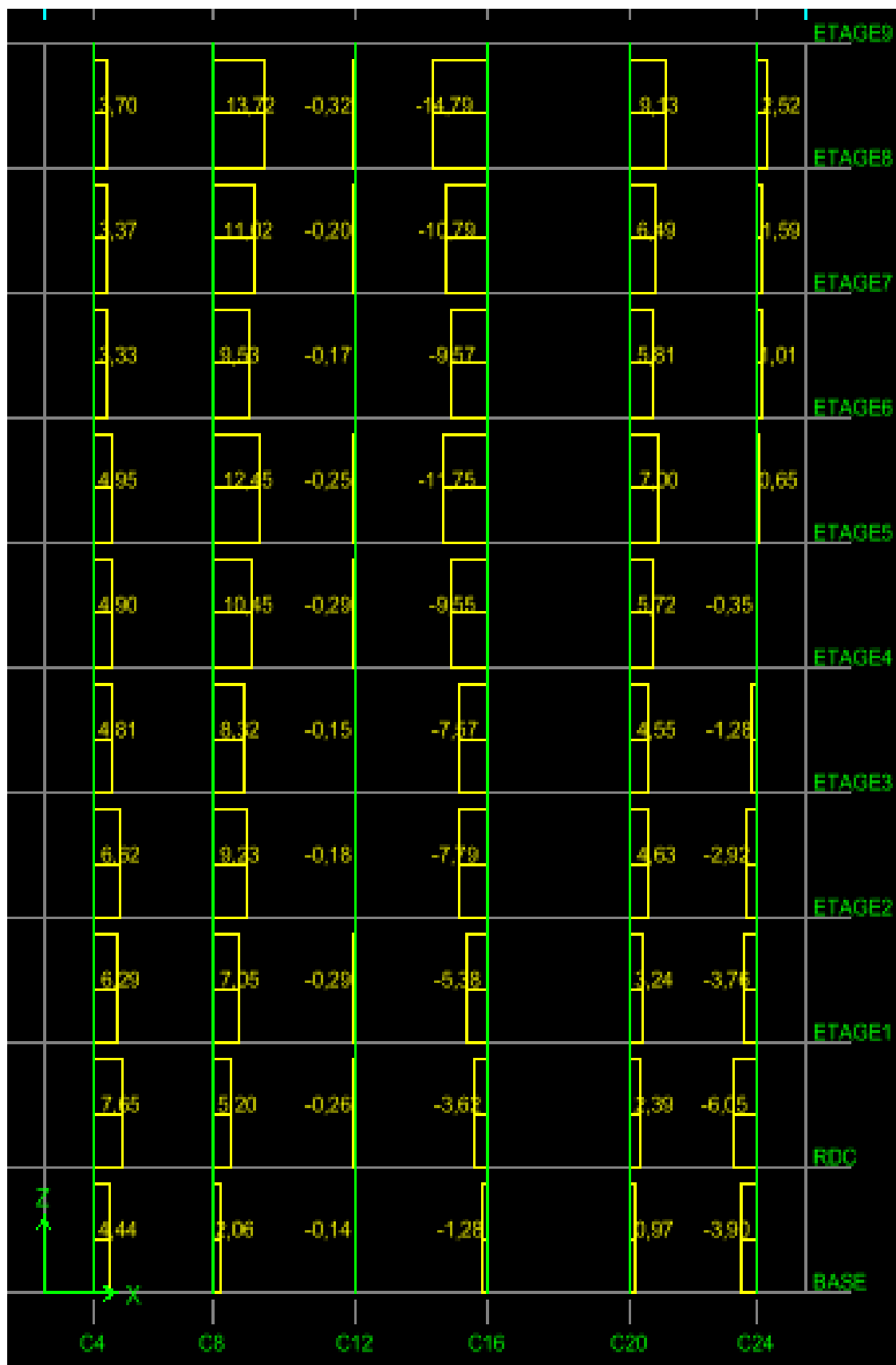


Fig VI-6 : Exemple de l'effort tranchant au poteau C20 à l'ELU.

VI-2.2) Les Poutres :

Les résultats donnés dans les tableaux suivant sont obtenus en fonction des combinaisons d’actions est :

- M_3^+ (max) ⇒ Moment en travées.
- M_3^- (min) ⇒ Moment aux appuis.

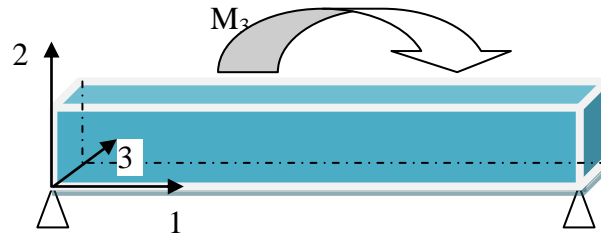


Fig VI-7 :Efforts internes dans la poutre selon ETABS.

a) Poutres Principales (40x30) :

❖ **Planchers RDC,étages(1,2,3) :**

COMB1.....ELU

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B15	84.21	0.277	-62.116
B11	-0.45	0.314	43.556

COMB2.....ELS

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B15	61,05	0,202	-45,067
B11	-0,32	0,228	31,565

COMB3.....0.8G±E

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B7	-59.4	-0.416	-66.123
B7	44.32	0.214	34.313

COMB4.....G+Q±E

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B7	-78.74	-0.485	-79.44
B14	24.92	0.761	35.11

❖ **Planchers d'étages (4, 5,6,7,8) :****COMB1.....ELU**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B10	-87.71	0.663	-81.487
B11	0.68	1.001	49.208

COMB2.....ELS

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B10	-63.61	0.481	-59.759
B11	0.5	0.727	35.662

COMB3.....0.8G±E

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B7	-63,26	-0,464	-73,969
B7	42,63	0,254	38,865

COMB4.....G+Q±E

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B7	-84,06	-0,514	-93,192
B7	52,48	0,18	40,465

❖ **Plancher terrasse :****COMB1.....ELU**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B10	-76,08	1,6	-66,816
B11	1,88	1,7	51,439

COMB2.....ELS

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B10	-55.5	1.164	-54.913
B11	1.39	1.235	37.516

COMB3.....0.8G±E

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B7	-52.95	-0.667	-59.731
B17	-1.14	1.488	30.346

COMB4.....G+Q±E

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B7	-71,54	-0,771	-73,952
B11	2,04	2,087	39,712

b) **Les poutres Secondaires (35x25) :**

❖ **Planchers RDC, étages 1,2 et3:**

COMB1.....ELU

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B25	24,48	0,374	-25,153
B25	18,79	0,374	16,493

COMB2.....ELS

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B25	17,74	0,272	-18,199
B25	13,53	0,272	11,906

COMB3.....0.8G±E

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B25	11.42	0.18	-11.447
B26	39.03	0.352	7.494

COMB4.....G+Q±E

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B25	17.74	0.272	-18.199
B25	13.53	0.272	11.906

❖ **Planchers d'étages (4, 5 ,6,7,8) :****COMB1.....ELU**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B25	39,47	0,105	-43,546
B26	-17,04	1,616	30,061

COMB2.....ELS

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B25	28,65	0,073	-31,572
B26	-12,32	1,171	21,826

COMB3.....0.8G±E

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B25	18.67	0.028	-20.335
B26	43.85	0.749	14.282

COMB4.....G+Q±E

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B25	28.65	0.073	-31.572
B26	44.32	1.171	21.826

❖ **Plancher terrasse :****COMB1.....ELU**

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B25	36.62	0.617	-42.037
B26	-14.88	2.277	25.008

COMB2.....ELS

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B25	26.6	0.444	-30.499
B26	-10.76	1.66	18.158

COMB3.....0.8G±E

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B25	-40.33	-0.379	-60.31
B26	39.84	0.349	58.041

COMB4.....G + Q ± E

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN.m)
B25	-41.23	-0.403	-60.908
B26	40.32	0.326	58.103

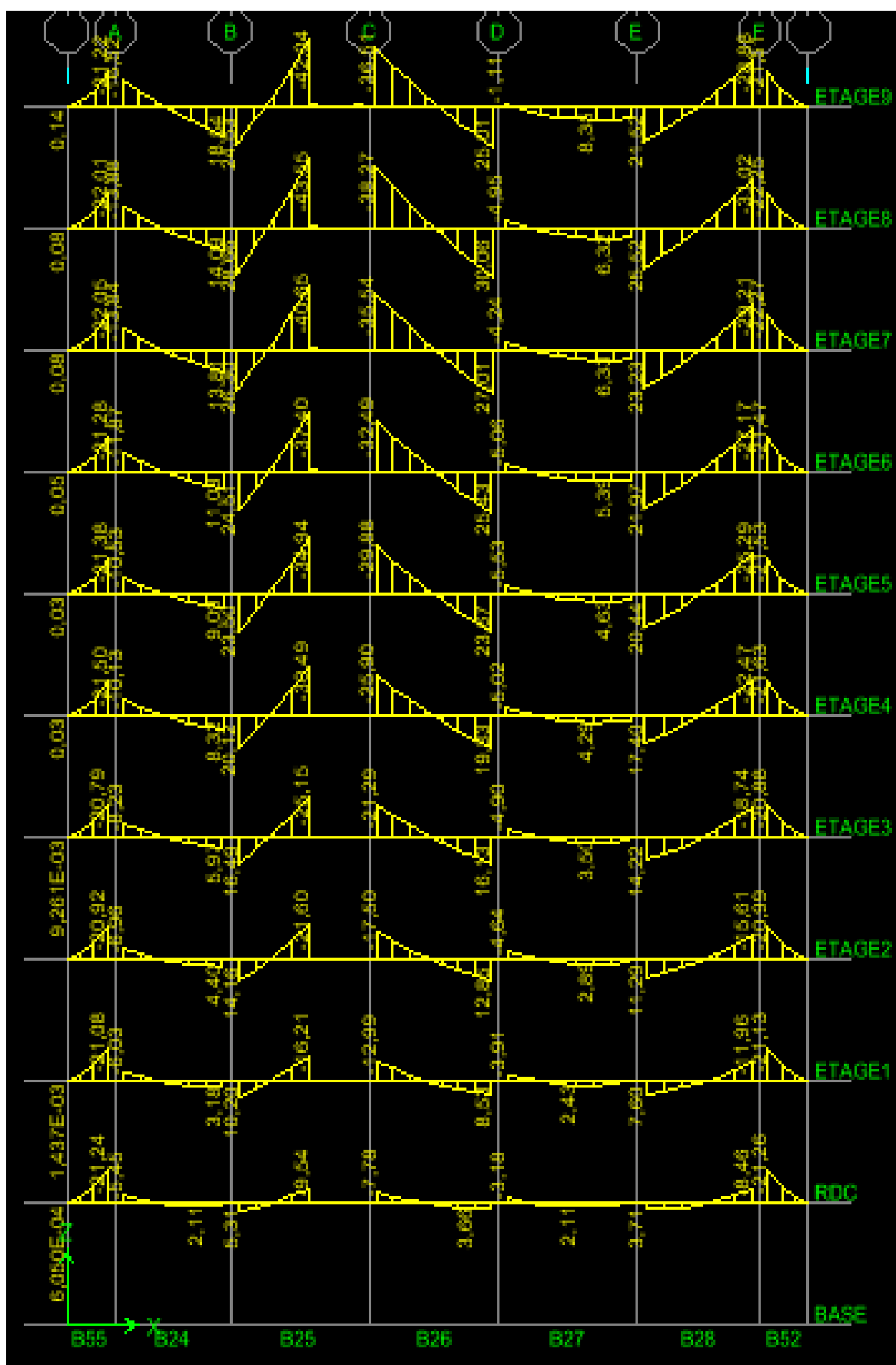


Fig VI-8 : Exemple des moments fléchissant M 3-3 à l'ELU

VI-2-3) Les Voiles :

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

Zone I \Rightarrow RDC, étage 1,2et3

Zone II \Rightarrow Étage (4, 5et6)

Zone III \Rightarrow Étages (7,8et9)

Les valeurs des contraintes de tractions et de compression maximales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times V \end{array} \right.$$

Avec : $v = v' = \frac{L}{2}$

L : la longueur du voile.

S : la section du voile. ($S = L \times e$).

I : le moment d'inertie du voile. ($I = \frac{e \times L^3}{12}$).

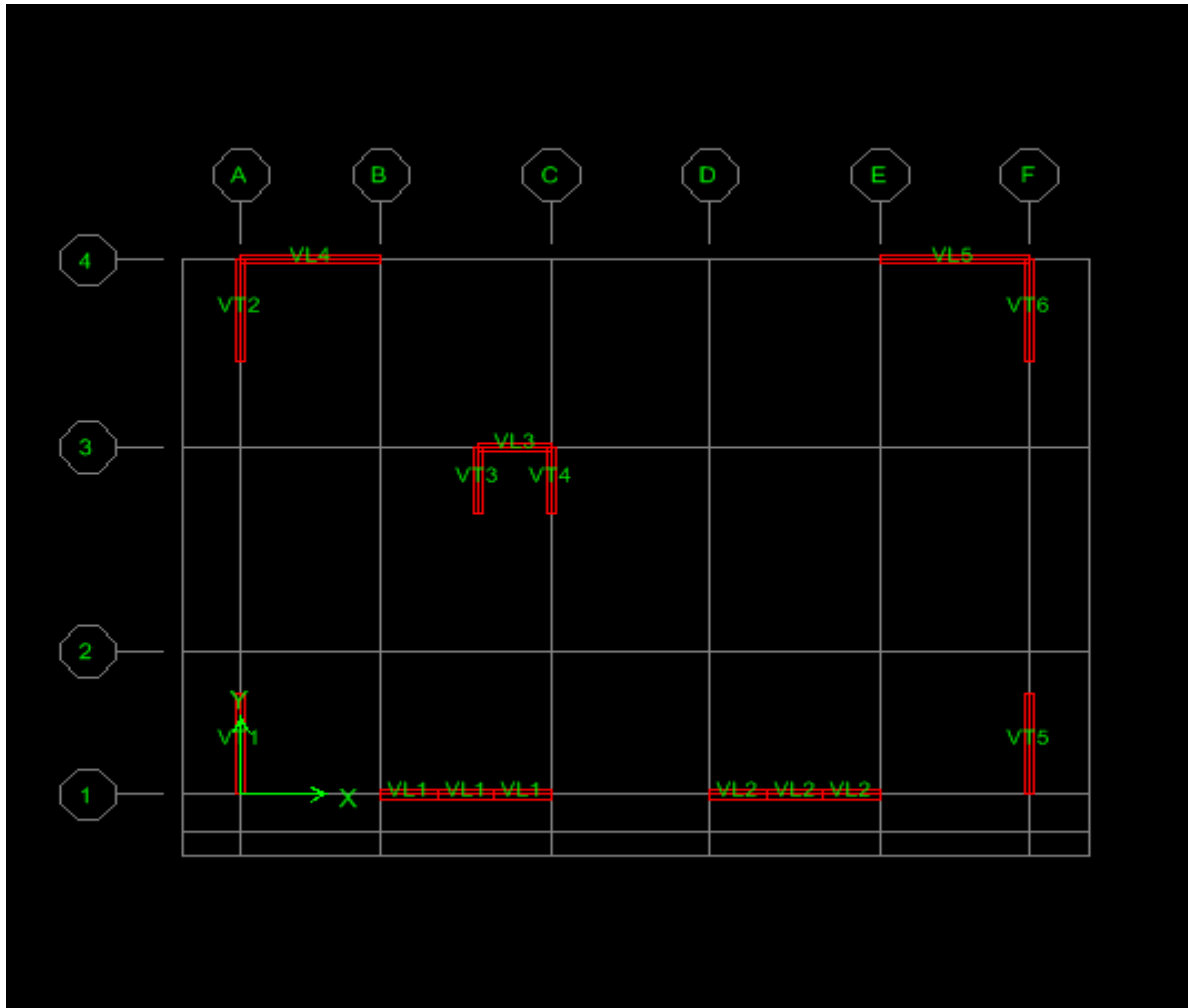


Fig VI-9 : Disposition des voiles.

➤ Les résultats des contraintes des voiles dans les différentes zones sont données dans les tableaux suivants :

Zone I (RDC, 1, 2,3)					
voiles	L(m)	Ns (KN)	T (KN)	σ_{\max} (KN/m ²)	σ_{\min} (KN/m ²)
VT6	2.5	-1617.74	-61.3	-792.14	-3526.44
VT3	1.6	-851.31	19.75	-709.22	-4526.35
VL5	3.3	-1392.98	42.23	-131.63	-3259.24
VL4	3.1	-1502.35	-44.52	-103.96	-2893.96
VL3	1.6	-2022.68	16.62	-1170.84	-3341.15
VL2	1.275	-2839.87	-18.91	-1093.83	-4407.73
linteaux	1.2	-2839.87	- 18.91		

Zone II (étage 4,5,6)					
voiles	L(m)	Ns (KN)	T (KN)	σ_{\max} (KN/m ²)	σ_{\min} (KN/m ²)
VT1	2.5	-1021.73	-67.03	-459.66	-2487.6
VT3	1.6	-544.35	20.03	250.00	-4010.96
VL5	3.3	-869.5	37.43	1322.76	-3349.29
VL4	3.1	-899.10	-43.46	1028.62	-2823.48
VL3	1.6	-1167.39	17.28	-699.57	-2199.58
VL2	1.275	-1727.51	-23.28	-361.08	-3367.83
linteaux	1.2	-1727.51	-23.28		

Zone III (étage 7,8,9)					
voiles	L(m)	Ns (KN)	T (KN)	σ_{\max} (KN/m ²)	σ_{\min} (KN/m ²)
VT1	2.5	-511.3	-97.19	218.55	-1531.67
VT3	1.6	-289.61	29.94	2110.56	-3325.71
VL5	3.3	-430.69	65.16	4237.78	-4740.99
VL4	3.1	-428.14	-71.32	3322.41	-3763.45
VL3	1.6	-559.64	15.29	-120.97	-1144.10
VL1	1.275	-872.38	34.26	923.94	-2597.96
linteaux	1.2	-872.38	-34.26		

Conclusion :

Après l'extraction des efforts internes (efforts normaux, efforts tranchants, moments fléchissant) dans les éléments de la structure, on passera au ferrailage.

❖ **Introduction :**

Le ferrailage des éléments de contreventements se fait suivant le **BAEL91** et le règlement parasismique algérien **RPA99**. Les éléments de contreventements qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles

VII -1) Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux sera calculé en flexion composée, suivant les combinaisons de charges citées au dessous, dans les deux sens longitudinal et transversal, et les vérifications seront effectuées à l'ELS. En tenant compte de trois types de sollicitations:

Effort normal maximum et le moment correspondant.

Effort normal minimum et le moment correspondant.

Moment maximum et l'effort normal correspondant.

Combinaisons de charges :➤ **Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91 :**

D'après le règlement **BAEL91**, le ferrailage se calcul suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- ♦ *A l'ELU* : $1,35G+1,5Q$
- ♦ *A l'ELS* : $G+Q$

	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa) ₂	σ_s (Mpa)
Situation durable	1,5	1,15	14,17	25	348
Situation accidentelle	1,15	1,00	18,48	25	400

Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques➤ **Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99 (modifié 2003) :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont : $G + Q \pm E$, $0,8G \pm E$

1. Recommandations du RPA 99:

a. Armatures longitudinales: (art.7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence et sans crochet.

Le pourcentage minimal de la section d'armatures est de **0.8%** de la section du poteau en zone IIa, dans notre cas:

$$\text{Pour les poteaux } (45 \times 40); A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 40 = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les poteaux } (40 \times 35); A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 35 = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les poteaux } (35 \times 30); A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 30 = 8.4 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal de la section d'armatures est de **4%** de la section du poteau en zone courante, dans notre cas:

$$\text{Pour les poteaux } (45 \times 40); A_{\min} = 0.04 \times 45 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les poteaux } (40 \times 35); A_{\min} = 0.04 \times 40 \times 35 = 56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les poteaux } (35 \times 30); A_{\min} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal de la section d'armatures est de **6%** de la section du poteau en zone de recouvrement, dans notre cas:

$$\text{Pour les poteaux } (45 \times 40); A_{\min} = 0.06 \times 45 \times 40 = 108 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les poteaux } (40 \times 35); A_{\min} = 0.06 \times 40 \times 35 = 84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les poteaux } (35 \times 30); A_{\min} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12mm.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

b. Armatures transversales: (art.7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont données par la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} \Rightarrow A_t = S_t \cdot \rho_a \cdot \frac{V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Tel que:

V_u : Effort tranchant de calcul

h_t : Hauteur total de la section de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversal.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : La longueur de flambement du poteau.

a, b : Dimensions de la section droite du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\Phi_1^{\min} \text{ 15cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_1^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

c. Armatures transversales minimales:

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{S_t \cdot b}$ en pourcentage est donnée comme suite :

Si : $\lambda_g \geq 5$; $A_{\min} = 0.3\% \cdot S_t \cdot b$

Si : $\lambda_g \leq 3$; $A_{\min} = 0.8\% \cdot S_t \cdot b$

Si : $3 < \lambda_g < 5$; interpoler entre les valeurs limites du poteau.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur de $10\phi_{\min}$

2. Calcul du ferraillage :

Les armatures seront calculées en flexion composée:

$$\text{si : } e = \frac{Mu}{Nu} > \frac{h}{2} - c \quad \rightarrow \begin{cases} N_u : \text{effort de compression} \Rightarrow S.P.C \\ N_u : \text{effort de traction} \Rightarrow S.P.T \end{cases}$$

$$\text{si : } \frac{Mu}{Nu} \leq \frac{h}{2} - c. (Nu : \text{effort de traction}) \Rightarrow S.E.T$$

si : $\frac{Mu}{Nu} \leq \frac{h}{2} - c. (Nu : \text{effort de compression}),$ on vérifie en plus l'inégalité suivante :

$$Nu(d - c) - Mf \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot fbc \dots\dots\dots (1)$$

Avec:

$$Mf = Mu + Nu \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est une S.P.C, si non la section est une S.E.C.

✓ **La section est partiellement comprimée (S.P.C) :**

On calculera les armatures en flexion simple puis en flexion composée:

a) Flexion simple: (étape fictive)

$$\mu_b = \frac{Mf}{b \cdot d \cdot fbc}$$

-Si $\mu_b \geq \mu_R \Rightarrow$ section simplement armée. ($\mu_R = 0.392$; FeE 400).

$$Af = \frac{Mf}{bd^2 \sigma_s}; \quad Astf = As; \quad Asc = 0 = As'$$

-Si $\mu_b < \mu_R \Rightarrow$ section doublement armée.

$$Astf = A_{f1} + A_{f2}$$

$$Asc = A_{f2}$$

Avec:

$$Af_1 = \frac{M_R}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}}; \quad M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot fbc$$

$$Af_2 = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{sc}}; \quad \Delta M = Mf - M_R$$

$$Astf = \frac{M_R}{\beta_R \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{sc}}; \quad \sigma_{sc} = \sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} \quad \text{Si ; } \frac{c'}{d} \leq 2\alpha_R - 1$$

b) Flexion composée: (étape réelle)

Si la section est simplement armée :

$$A_{st} = \frac{Mf}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} - \frac{Nu}{\sigma_s} = Af - \frac{Nu}{\sigma_s} = A_s \text{ (Armature tendue)}$$

$$A_{sc} = 0 = A_s' \text{ (comprimé)}$$

Si la section est doublement armée.

$$A_{st} = \frac{M_R}{\beta_R \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s} - \frac{Nu}{\sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

La section est entièrement comprimée (S.E.C) :

On passe à la vérification de l'inégalité suivante:

$$Nu(d - c') - Mf > (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \dots \dots \dots (2)$$

Si l'inégalité (2) est vérifiée, alors la section à besoin d'armatures inférieure, on aura donc;

$$A_{sc_{sup}} = \frac{M_1 - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c')\sigma_s} = A_s'$$

$$A_{sc_{inf}} = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sc} = A_s$$

-Si $N \cdot (d - c') - Mf \leq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$

$$A_{sc_{sup}} = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} = A_s' \quad ; \quad \text{Et} \quad A_{sc_{inf}} = A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N \cdot (d - c' - Mf)}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

La section est entièrement tendue (S.E.T) :

$$A_{st_{sup}} = \frac{N_u \times (h/2 - c - e_u)}{\sigma_s (d - c')}$$

$$A_{st_{inf}} = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_{st_{sup}}$$

3- Vérification à l'E.L.S :

Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

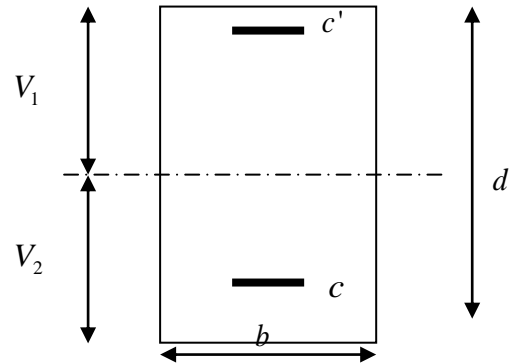
Contraintes dans le béton :

Si $e_s = \frac{Ms}{Ns} < \frac{I}{B_o \cdot V_2}$ → la section est entièrement comprimée.

-On vérifie les contraintes suivantes:

$$\sigma_{b1} = \frac{N_s}{B_o} + \frac{Ms \cdot V_1}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{t28} = 15Mpa$$

$$\sigma_{b2} = \frac{N_s}{B_o} - \frac{Ms \cdot V}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{t28} = 15Mpa$$



Avec:

$$B_o = b \cdot h + 15(As + A's)$$

$$V_1 = \frac{I}{B_o} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(As \cdot d) + A's \cdot c \right]$$

Avec:

$$V_2 = h - V_1$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [As(V_2 - c)^2 + A's(V_1 - c)^2]$$

Si $e_s = \frac{Ms}{Ns} > \frac{I}{B_o \cdot V_2}$ → la section est partiellement comprimée

-On vérifie les contraintes suivantes:

$$\sigma_b = K \cdot y_1 \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15Mpa$$

Avec:

$$K = \frac{Ns}{S}$$

$$S = \frac{b}{2} \cdot y_1^2 + 15 [A's(y_1 - c) - As(d - c)']$$

$$y_1 = y_2 + cp$$

Cp: centre de pression (point d'application de l'effort normal).

Y₂: se détermine à partir de l'équation suivante:

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0.$$

$$p = -3c^2 - (c - c') \times 90 \times \frac{A'}{b} + (d - c) \times 90 \times \frac{A}{b}$$

$$q = -2c^3 - (c - c')^2 \times 90 \times \frac{A'}{b} + (d - c)^2 \times 90 \times \frac{A}{b}$$

VII-2) Application numérique:

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux ainsi que les vérifications à l'ELS sont représentés dans les tableaux suivant

Section	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	OBS	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Choix des barres
(40x45)	Nmax = - 1756.83	Mcor = -0.858	SEC	0	0	14.4	15.14	6HA16+2HA14
	Nmin = 520.20	Mcor = 1.069	SET	6.44	6.57			
	Ncor = -373.88	Mmax = 46.03	SEC	0	0			
(35x40)	Nmax = -996.71	Mcor = 6.348	SEC	0	0	11.20	11.49	6HA14+2HA12
	Nmin = 81.64	Mcor = 0.437	SET	0.99	1.05			
	Ncor = -207.34	Mmax = 47.674	SPC	0	0.66			
(30x35)	Nmax = -486.7	Mcor = 8.32	SEC	0	0	8.4	9,05	6HA12+2HA12
	Nmin = 15.16	Mcor = 0.96	SET	0.13	0.31			
	Ncor = -55.32	Mmax = 39.446	SPC	0	2.43			

➤ **Tableau VII-1 : Calcul des armatures dans le sens longitudinal.**

Section	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	OBS	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Choix des barres
(40x45)	Nmax = - 1756.83	Mcor = 1.422	SEC	0	0	14.4	15.14	6HA16+2HA14
	Nmin = 520.20	Mcor = 5.716	SET	6.15	6.86			
	Ncor = -133.52	Mmax = 95.714	SEC	0	0			
(35x40)	Nmax = -996.71	Mcor = 9.436	SEC	0	0	11.20	11.49	6HA14+2HA12
	Nmin = 81.64	Mcor = -5.883	SET	1.44	0.6			
	Ncor = -118.78	Mmax = 88.671	SPC	0	4.76			
(30x35)	Nmax = -486.7	Mcor = 10707	SEC	0	0	8.4	9,05	6HA12+2HA12
	Nmin = 15.16	Mcor = 3.776	SET	0	0.49			
	Ncor = -55.32	Mmax = 63.602	SPC	0	4.48			

➤ **Tableau VII-2 : Calcul des armatures dans le sens transversal.**

VII-3) Vérification à l'ELS

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL99/Art.4.5.2})$$

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6nA_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6nA_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm ²)	σ _{bsup} (MPa)	σ _{binf} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	OBS	σ _{asup} (MPa)	σ _{ainf} (MPa)	σ _s (MPa)	OBS
(40x45)	-1277.84	0.627	15.14	5.70	5.60	15	vérifiée	85.40	84.60	348	Vérifiée
	-174.87	0.253		0.80	0.80	15	vérifiée	11.80	11.50	348	Vérifiée
	-510.66	9.604		2.70	1.80	15	vérifiée	39.90	28.00	348	Vérifiée
(35x40)	-725.18	4.618	11.49	4.50	3.80	15	vérifiée	66.50	58.20	348	Vérifiée
	-78.24	0.215		0.50	0.40	15	vérifiée	6.90	6.50	348	Vérifiée
	-269.93	13.173		2.40	0.60	15	vérifiée	35.00	11.40	348	Vérifiée
(30x35)	-354.47	6.051	9.05	3.30	2.10	15	vérifiée	48.30	32.10	348	Vérifiée
	-5.19	-0.144		0.00	0.10	15	vérifiée	0.40	0.80	348	Vérifiée
	-107.15	-7.416		0.00	1.60	15	vérifiée	2.20	22.10	348	Vérifiée

Tableau VII-3 : Vérification des contraintes dans le sens longitudinal.

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm ²)	σ _{bsup} (MPa)	σ _{binf} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	OBS	σ _{asup} (MPa)	σ _{ainf} (MPa)	σ _s (MPa)	OBS
(40x45)	-1277,84	1,422	15,14	5,70	5,60	15	vérifiée	85,40	84,60	348	Vérifiée
	-174,87	-15,538		0,80	0,80	15	vérifiée	11,80	11,50	348	Vérifiée
	-312,07	-25,323		0,20	2,60	15	vérifiée	5,10	36,40	348	Vérifiée
(35x40)	-725,18	6,871	11,49	4,50	3,80	15	vérifiée	66,50	58,20	348	Vérifiée
	-78,24	-13,758		0,50	0,40	15	vérifiée	6,90	6,50	348	Vérifiée
	-166,19	-26,813		0,00	2,90	15	vérifiée	-17,00	40,10	348	Vérifiée
(30x35)	-354,47	7,795	9,05	3,30	3,30	15	vérifiée	48,30	32,10	348	Vérifiée
	-5,19	-0,122		0,00	0,10	15	vérifiée	0,40	0,80	348	Vérifiée
	-100,8	-15,678		0,00	2,60	15	vérifiée	-17,60	34,20	348	Vérifiée

Tableau VII-4 : Vérification des contraintes dans le sens transversal.

VII-4) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_1 \times T_u}{b_1 \times f_e} \dots\dots\dots \text{(RPA99ver 2003/Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

T_u : effort tranchant de calcul.

b_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_1 \geq 5. \\ \rho_1 = 3.75 \text{ dans le cas contraire.} \end{array} \right.$$

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{a \cdot b^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$l_f = 0.7 \cdot l_0$ l_0 : longueur libre du poteau.

$l_0 = 306$ cm pour les Poteaux de tout Les étages.

Sens xx :

$$\text{Poteau de } (40 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18.55$$

$$\text{Poteau de } (35 \times 30) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21.20$$

$$\text{Poteau de } (30 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} l_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 306 = 24.73$$

On remarque que : $\lambda > 5$ donc : $\rho_1 = 2.5$

Espacement des armatures transversales :

Selon le (RPA99ver2003/Art 7.4.2.2) la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

1-Poteaux (40x45) :**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

Soit : $S_t = 10$ cm

En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi.$$

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

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$D'où : A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 64.19 \times 10^3}{40 \times 40000} = 1.50 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4T8 = 2.00 \text{ cm}^2$

1- Poteaux (35x30) :**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

Soit : $S_t = 10$

En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi.$$

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

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$D'où : A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 59.56 \times 10^3}{35 \times 40000} = 1.59 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4T8 = 2.00 \text{ cm}^2$

3-Poteaux (30x35) :**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

Soit : $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi.$$

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

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$D'où : A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 14.41 \times 10^3}{30 \times 40000} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4T8 = 2.00 \text{ cm}^2$

VII-5) Vérification de la quantité d'armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.4.2.2)

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \geq 3$ $A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élanement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

✓ **En zone nodale :**

Poteaux de $(40 \times 45) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2$.

Poteaux de $(35 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$.

Poteaux de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$

✓ **En zone courante:**

Poteau de $(40 \times 45) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2$.

Poteau de $(35 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$.

Poteau de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.35 \text{ cm}^2$

VII-6) Ferrailage des poteaux:

Les sections d'armatures adoptées pour les poteaux, dans les deux sens sont :

ZONE I : 6HA16 + 2HA14

ZONE II : 6HA14 + 2HA12

ZONE III : 6HA12 + 2HA12.

VIII - Ferrailage des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables résultantes des combinaisons suivantes :

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{RPA : } G+Q\pm E, 0.8G\pm E$$

Et on procédera à des vérifications à L'ELS sous la combinaison suivante :

$$\text{ELS : } G + Q$$

VIII-1) Recommandation du RPA:**a) Armatures longitudinales : (Art7.5.2.1)**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5%.

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$.

Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est:

En zone courante : 4%

En zone de recouvrement : 6%

-Poutres secondaires:

$$\frac{4 \times 25 \times 35}{100} = 35 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante}$$

$$\frac{6 \times 25 \times 35}{100} = 52.5 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement}$$

-Poutres principales:

$$\frac{4 \times 30 \times 40}{100} = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante}$$

$$\frac{6 \times 30 \times 40}{100} = 72 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement}$$

- La longueur de recouvrement est de ; 40ϕ (en zone IIa).
- L'ancrage des armatures supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales minimales: (Art7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suite:

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi, 30cm\right) \longrightarrow \text{En zone nodale.}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \longrightarrow \text{En dehors de la zone nodale}$$

Avec ϕ le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

VIII-2) Ferrailage à L'ELU :

✓ *Armatures longitudinales :*

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis, résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

$$\mu_b = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}}$$

avec:

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \text{ et } \theta = 0.85 & \text{cas accidentel} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ et } \theta = 1 & \text{cas durable} \end{cases}$$

En distingue deux cas :

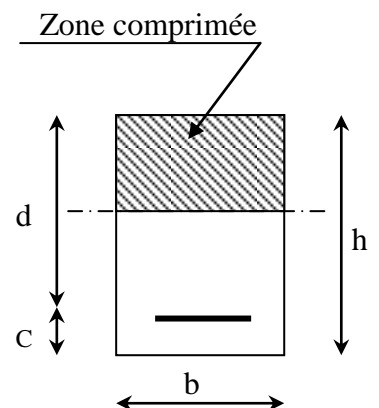
Si : $\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (S.S.A)

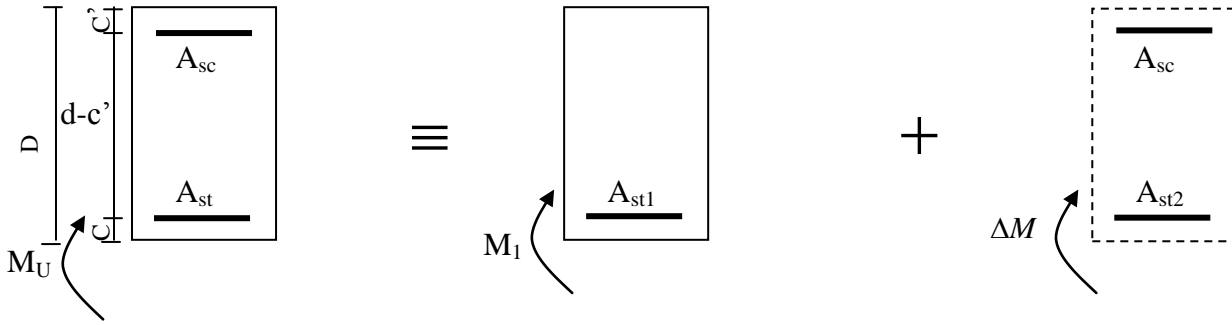
$$A_{St} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \sigma_{st}} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Si : $\mu > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section doublement armée (S.D.A)

$$M_U = M_1 + \Delta M \quad , \quad \Delta M = M_u - M_1$$





$$M_1 = \mu_1 b d^2 f b c \quad ; \quad A_{st1} = \frac{M_1}{\beta \cdot d \sigma_s} \quad ; \quad A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - c')}$$

- Section théorique:

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$$

$$A_{sc} = A_{st2}$$

✓ **Armatures transversales : (BAEL91 ; A7.2.12)**

- Diamètre des aciers transversaux :

$$\phi_t \leq \min(\phi_1 ; h/35 ; b/10).$$

-Pourcentage minimal d'armatures :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{2} 0.4 \text{ MPa}.$$

-Espacement des armatures transversales :

$$S_T \leq \min(0.9d ; 40\text{cm} ; 15\phi'_L).$$

VIII-3) Vérification à l'E.L.U :

1. Condition de non fragilités :

La section minimale des armatures longitudinale est : $A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

Remarque :

Si la section d'armature qui est choisie dépasse 20% de la section théorique le calcul de la condition de non fragilité est inutile (**B.A.E.L 91**)

2.Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_U}{bd} \leq \min(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa}) \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{bd} \leq \min(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa}) = 3.33\text{Mpa} \quad \text{Cas accidentels}$$

$$\tau_U = \frac{T_U}{bd} \leq \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa}\right) = 4.35\text{Mpa} \text{ Cas durables}$$

3. Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

▪ Influence sur le béton:

On doit vérifier la relation suivante:

$$T_u \leq 4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b \quad \text{Avec: } a = 0.9d$$

▪ Influence sur les aciers:

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{Mu}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

M_u : Moment ultime agissant au droit de l'appui considéré.

4. Vérification de la contrainte d'adhérence:

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi \cdot f_{r28}$$

$\Psi_s = 1.00 \Rightarrow$ Pour les aciers ronds lisses.

$\Psi_s = 1.50 \Rightarrow$ Pour les aciers hauts adhérence.

VIII-4) Vérification à l'ELS:

1. Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier la relation suivante:

$$\sigma_{bc} = K_1 \cdot \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} \rightarrow \beta_1, K_1 : \text{Tirés du tableau.}$$

$$\text{La contrainte de l'acier : } \sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures:

Il faut que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$, mais dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

3. Etat limite de déformation du béton :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si toutes les conditions qui suivent seront vérifiées (BAEL 91.ART B 6.5.2):

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_o}$
- $\frac{A_s}{b \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

M_o : Moment isostatique.

M_t : Moment fléchissant maximum en travée

A : Section d'aciers tendue en travée

L : Portée libre de la poutre

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche :

$$F_v = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{F} = \frac{1}{500}$$

$$\text{avec: } E_v = 11000 \sqrt{f_{c28}} \text{ et } L \leq 5m$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{(1 + 0.4 \mu \lambda)}$$

$$\mu = \frac{1 - 1.75 f_{c28}}{4 \rho \sigma_s + f_{T28}}$$

$$\lambda = \frac{0.05 f_{T28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{A}{bd}$$

A : section d'armature tendue

VIII-5) Calcul du ferrailage:**Remarque :**

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour le moment maximal de chaque zone et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

- **Ferrailage des poutres principales (Sens transversal) :**

$h = 40\text{cm}$, $b = 30\text{cm}$, $d = 37\text{cm}$.

En travée :

FERRAILAGE EN TRAVEES DES POUTRES TRANSVERSALES (PP) A L'ELU (30x40)								
NIVEAUX	M _{MAX} (KN.M)	μ	OBS	B	A _S (CM ²)	A _{MIN} (CM ²)	FERRAILAGE	A ADOPTEE (CM ²)
1 2 3 4	43.556	0.075	SSA	0.961	3.52	6	3HA14+2HA12	6.88
5 6 7 8 9	49.208	0.084	SSA	0.956	4.00	6	3HA14+2HA12	6.88
10	51.439	0.088	SSA	0.954	4.19	6	3HA14+2HA12	6.88

Aux appuis :

FERRAILLAGE AUX APPUIS DES POUTRES TRANSVERSALES (PP) (30x40)								
NIVEAUX	M _{MAX} (KN.M)	μ	OBS	B	AS (CM ²)	AMIN (CM ²)	FERRAILLAGE	A ADOPTEE (CM ²)
1 2 3 4	79.44	0.105	SSA	0.945	5.7	6	3HA14+2HA12	6.88
5 6 7 8 9	93.192	0.123	SSA	0.934	6.7	6	3HA14+2HA12	6.88
10	73.942	0.097	SSA	0.948	5.3	6	3HA14+2HA12	6.88

▪ Ferraillage des poutres secondaires (Sens longitudinal) :

$h = 35\text{cm}$, $b = 25\text{cm}$, $d = 33\text{cm}$.

✓ En travée :

FERRAILLAGE EN TRAVEES DES POUTRES LONGITUDINALES (PS) A L'ELU (35x25)								
NIVEAUX	M _{MAX} (KN.M)	μ	OBS	B	AS (CM ²)	AMIN (CM ²)	FERRAILLAGE	A ADOPTEE (CM ²)
1 2 3 4	16.493	0.043	SSA	0.978	1.47	4.375	3HA14	4.62
5 6 7 8 9	30.061	0.078	SSA	0.959	2.73	4.375	3HA14	4.62
10	58.041	0.115	SSA	0.938	4.7	4.375	5HA12	5.65

✓ Aux appuis :

FERRAILLAGE AUX APPUIS DES POUTRES LONGITUDINAL (PS) (35X25)								
NIVEAUX	M _{MAX} (KN.M)	μ	OBS	B	AS (CM2)	AMIN (CM2)	FERRAILLAGE	A ADOPTEE (CM2)
1	25.153	0.065	SSA	0.966	2.27	4.375	3HA14+2HA12	6.88
2								
3								
4								
5	43.546	0.113	SSA	0.939	4.04	4.375	3HA14+2HA12	6.88
6								
7								
8								
9								
10	60.908	0.121	SSA	0.935	4.9	4.375	3HA12+2HA14	6.47

❖ Vérifications à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité :(Article B.6.4 BAEL)

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

-Pour les poutres principales : $A_{\min} = 1,34\text{cm}^2$
 -Pour les poutres secondaires: $A_{\min} = 0,996\text{cm}^2$ } \Rightarrow Condition vérifiée

2) Vérification au cisaillement :

Pour justifier les armatures transversales droites ($\alpha=90^\circ$) le règlement impose la

vérification suivante : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}$$

✓ Pour les poutres principales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{87,71 \times 1000}{300 \times 370} = 0,79\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Pour les poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{43.85 \times 1000}{250 \times 330} = 0.53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3) Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

▪ Influence sur le béton :

On doit vérifier la relation suivante :

$$T_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b \quad \text{Avec : } a = 0.9d$$

✓ Pour les poutres principales :

$$T_{\max} = 87.71 \text{ KN} < 0.4 \times 0.3 \times 0.33 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 660 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Pour les poutres secondaires :

$$T_{\max} = 43.85 \text{ KN} < 0.4 \times 0.25 \times 0.29 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 483.33 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \left(T_u + \frac{Mu}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\text{Si } \left(T_u + \frac{Mu}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} < 0 \quad \text{La vérification n'est pas nécessaire}$$

Avec :

M_u : Moment ultime agissant au droit de l'appui considéré.

✓ Pour les poutres principales :

$$\left(T_u + \frac{Mu}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{1.15}{400} \left(87.71 \times 10^3 - \frac{81.487 \times 10^6}{0.9 \times 370} \right) \times \frac{1}{100} = -4.5 \text{ cm}^2 < 0$$

\Rightarrow Condition Vérifiée.

✓ Pour les poutres secondaires :

$$\left(T_u + \frac{Mu}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{1.15}{400} \left(43.85 \times 10^3 - \frac{14.282 \times 10^6}{0.9 \times 330} \right) \times \frac{1}{100} = -1.38 \text{ cm}^2 < 0$$

\Rightarrow Condition Vérifiée.

4) Vérification de la contrainte de l'adhérence acier - béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'encrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour l'acier H.A}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec} \quad \sum u_i = n \times \pi \times \Phi$$

✓ Pour les poutres principales :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u} = \frac{87.71 \times 1000}{0.9 \times 370 \times 5 \times 3.14 \times 12} = 1.39 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Pour les poutres secondaires :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u} = \frac{43.85 \times 1000}{0.9 \times 330 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 1.3 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de la longueur de scellement droit des barres

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour $\phi 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour $\phi 12$: $l_s = 42.32 \text{ cm}$

Les règles du (BAEL 91.Art.A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à $0.4l_s$ pour les aciers H.A.

Pour $\phi 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm}$;

Pour $\phi 12$: $l_a = 16.92 \text{ cm}$;

❖ Calcul des armatures transversales :

-Le diamètre des armatures transversales (BAEL 91/A.7.2.12) est :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_L \right\} = \min \{ 25 ; 10 ; 12 \text{ mm} \}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Donc on adopte un cadre et un étrier de HA8

Soit $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

-Pourcentage minimal d'armatures :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} = \frac{2.01 \times 400}{25 \times 25} = 1.286 \text{ MPa} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right\} = 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

-Espacement minimal entre les cadres : (BAEL 91/A.5.1.22)

$$S_t \leq \min\{0.9d ; 40cm; 15\phi_1\} = \min\{29.7; 40; 18\}$$

On prend $S_t = 15$ cm.

❖ **Vérifications à l'ELS :**

1. Etat limite de résistance du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec :} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b_0 \cdot d}$$

Et à partir du tableau, on extrait les valeurs de β_1 et K.

La contrainte dans l'acier est
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Avec A: armatures adoptées à l'ELU.

- Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

▪ **Vérification du ferraillage des poutres principales (Sens transversal):**

✓ **En travée :**

NIVEAUX	M_{SER} KN.M	MAX	SECTION CM ²	A_s ELU CM ²	σ_b MPA	σ_s MPA	σ_b MPA	OBS
1	31,565		30x40	6.88	5.35	169.14	15	CV
2								
3								
4								
5	35.662		30x40	6.88	5.64	158.48	15	CV
6								
7								
8								
9								
10	37.516		30x40	6.88	6.36	201.02	15	CV

✓ Aux appuis :

NIVEAUX	M_{SER} KN.M	MAX	SECTION CM ²	A_s ELU CM ²	σ_b MPA	σ_s MPA	σ_b MPA	OBS
1	45.067		30x40	6.88	7.13	200.28	15	CV
2								
3								
4								
5	59.099		30x40	8.01	8.88	227.42	15	CV
6								
7								
8								
9								
10	59.759		30x40	6.88	8.97	229.95	15	CV

▪ Vérification du ferraillage des poutres secondaires (sens longitudinal) :

✓ En travée :

NIVEAUX	M_{SER} KN.M	MAX	SECTION CM ²	A_s ELU CM ²	σ_b MPA	σ_s MPA	σ_b MPA	OBS
1	11.906		35x25	4.62	3.29	118.03	15	CV
2								
3								
4								
5	21.826		35x25	4.62	5.4	161.12	15	CV
6								
7								
8								
9								
10	18.158		35x25	5.65	4.19	110.75	15	CV

✓ Aux appuis :

NIVEAUX	M _{SER} MAX KN.M	SECTION CM ²	A _s ELU CM ²	σ _b MPA	σ _s MPA	σ _b MPA	OBS
1 2 3 4	18.199	35x25	6.88	3.94	92.15	15	CV
5 6 7 8 9	31.572	35x25	6.88	6.83	159.87	15	CV
10	30.499	35x25	6.88	6.60	154.44	15	CV

1) Etat limite d'ouverture des fissures:

Il faut que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$, mais dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de déformation du béton : (BAEL 91.ART B 6.5.1)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_o}$
- $\frac{A_s}{b \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e}$

NB: On fera les vérifications pour la plus grande travée dans les deux sens.

✓ Sens principale (suivant y-y) :

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{460} = 0.086 \geq 0.0625 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

2) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o} :$

Avec:

$M_o = \frac{q_s \times l^2}{8}$: Moment isostatique

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 18 + 5.06 = 23.06 \text{ KN/ml}$$

$$M_o = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow M_o = \frac{23.06(4.60)^2}{8} = 60.99 \text{ KNm}$$

$$M_t = 51.84 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow : \frac{40}{460} \geq \frac{1}{10} \times \frac{42.46}{49.96} \Rightarrow 0.087 \geq 0.085 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.20}{fe} \Rightarrow \frac{6.88}{30 \times 37} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.0062 \leq 0.0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

✓ *Sens secondaire (suivant x-x) :*

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{330} = 0.106 \geq 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o} :$$

Avec:

$$M_o = \frac{q_s \times l^2}{8} : \text{Moment isostatique}$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 21.58 + 6.187 = 27.76 \text{ KN/ml}$$

$$M_o = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow M_o = \frac{27.76(3.3)^2}{8} = 37.78 \text{ KNm}$$

$$M_t = 28.33 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow : \frac{35}{330} \geq \frac{1}{10} \times \frac{28.33}{37.33} \Rightarrow 0.106 \geq 0.075 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.20}{fe} \Rightarrow \frac{4.62}{25 \times 33} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0056 \leq 0.0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

❖ Vérification de RPA sur l'espacement des armatures transversales :

Sens principal ; Sens secondaires :

- ✓ En zone nodale.

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi, 30cm\right)$$

$$St \leq \min(10; 14.4; 30cm) = 10cm$$

$$St = 10cm$$

- ✓ En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow St \leq \frac{40}{2} = 20$$

$$St = 15cm$$

IX-1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales, donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations verticales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (04) zones :

- Zone I : du RDC au 4^{er} niveau ;
- Zone II : du 4^{eme} au 7^{eme} niveau ;
- Zone III : du 7^{eme} au 10^{eme} niveau.

IX-2) Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91 :} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003 :} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

IX-3) Le ferrailage :

La méthode utilisée est la méthode RDM, le calcul se fera pour des bandes de largeur d.

IX-3-1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

B : Section du béton.

I : Moment d'inertie du voile.

- ✓ Dans notre cas, les contraintes seront retirées directement du fichier résultat ETABS 9.7.

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

- Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

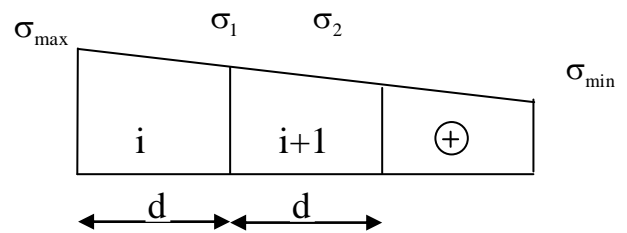
IX-3-2) Calcul des armatures :

IX-3-2-1) Armatures verticales :

A -Section entièrement comprimée et entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



Avec : e : épaisseur du voile

- ✓ **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile et $\sigma_s = 348$ MPa

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

- ✓ **Pour une Section entièrement tendue :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max\left\{\frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B\right\}$$

b) Section partiellement comprimée :

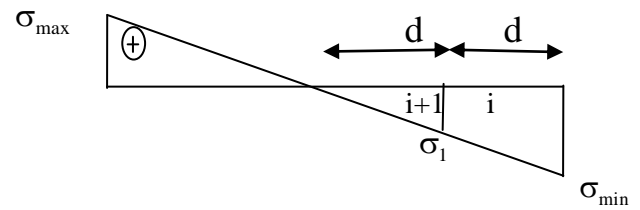
$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

• Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

**IX-3-2-2) Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

$A_h \geq 0.15\% B$ globalement dans la section du voile.

$A_h \geq 0.10\% B$ en zone courante.

B : Section du béton.

A_v : Section d'armature verticale.

IX-3-2-3) Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \text{ Avec : } T = 1.4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

IX-3-2-4) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

IX-3-2-5) Armatures pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

IX-4) Dispositions constructives :

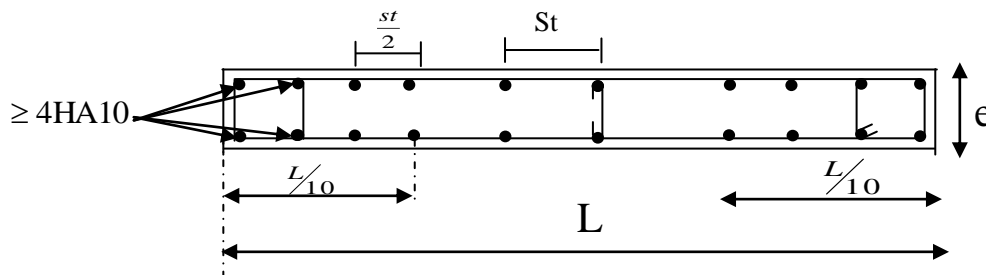
➤ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



➤ Longueur de recouvrement : Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

IX-5) Vérification :➤ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

-Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

-Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

✓ Tous les résultats de calculs sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Ferrailage des voiles Transversaux :

- Voiles: VT1, VT2, VT5, VT6 :

	zone		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L	(m)	2,5	2,5	2,5
	he	(m)	2,66	2,66	2,66
	e	(m)	0,2	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,5	0,5	0,5
	Ns	(kN)	1617,74	1021,73	511,3
	T	(kN)	61,3	67,03	97,19
	σ_{\max}	(kN/m ²)	3526,44	2487,6	2487,6
	σ_{\min}	(kN/m ²)	792,22	-459,66	-459,66
	NATURE		SEC	SEC	SEC
	Lc	(m)	Sections Entièrement Comprimée Ferrailage Minimum		
	Lt	(m)			
	d	(m)			
	σ_1	(kN/m ²)			
	N1	(kN)			
N2	(kN)				
A _{v1}	(cm ²)				
A _{v2}	(cm ²)				
A _{vi}	(cm ²)				
A _{v1 min/Bande 1}	(cm ²)				
ferrailage	A _{v2 min/Bande 2}	(cm ²)			
	AV1 (/nappe)	(cm ²)			
	AV2(/nappe)	(cm ²)			
	AV1retenue/nappe	(cm ²)			
	AV2retenue/nappe	(cm ²)			
	Choix d'armature	bande1	4HA12	4HA12	4HA12
		bande2	3HA10	3HA10	3HA10
	St	(cm)	en zone nodale 10cm; en zone courante 15cm		
	Avtot	(cm ²)	6.87	6.87	6.87
	Ah (BAEL)	(cm ²)	1.72	1.72	1.72
	Ah (RPA)	(cm ²)	2.4	2.4	2.4
	Ah retenue/m	(cm ²)	4,02	3,75	3,75
	Ah choix/nappe	(cm ²)	10HA10	10HA10	10HA10
	St	(cm)	25		
Armature transversale	(cm ²)	4HA8/ml			
vérifications	$\tau_{\text{badmissible}}=5\text{MPa}$	$\tau_{\text{b(RPA)}}$	0,179	0,196	0,284
	$\tau_{\text{uadmissible}}=2,5\text{MPa}$	$\tau_{\text{u(BAEL)}}$	0,128	0,140	0,203
	$\sigma_{\text{bc}}=15\text{MPa}$		3,087	1,997	0,996

➤ Ferrailage des voiles Transversaux :

- Voiles: VT3, VT4 :

	zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1,6	1,6	1,6	
	he	(m)	2,66	2,66	2,66	
	e	(m)	0,2	0,2	0,2	
	B	(m ²)	0,32	0,32	0,32	
	Ns	(kN)	851,31	544,35	289,61	
	T	(kN)	19,75	20,03	29,94	
	$\sigma_{\text{compression}}$	(kN/m ²)	4526,35	4010,96	3325,71	
	$\sigma_{\text{(Traction -)}}$	(kN/m ²)	709,22	250	2110,56	
	NATURE		SEC	SPC	SPC	
	Lc	(m)	Section Entièrement Comprimée	1,506	0,979	
	Lt	(m)		0,094	0,621	
	d1	(m)		0,047	0,311	
	d1 retenue	(m)		0,094	0,350	
	d2	(m)		0,000	0,271	
	σ_1	(kN/m ²)		-0,331	921,376	
	N1	(kN)		2,347	106,118	
	N2	(kN)		0,000	24,986	
	ferrailage	A_{v1}		(cm ²)	Ferrailage Minimum	0,067
A_{v2}		(cm ²)		0,000		0,718
A_{vi}		(cm ²)	0,771	1,153		
A_{v1 min/Bande 1}		(cm ²)	0,494	1,838		
A_{v2 min/Bande 2}		(cm ²)	0,000	1,424		
AV1 (/nappe)		(cm ²)	0,227	1,813		
AV2(/nappe)		(cm ²)	0,193	0,647		
AV1retenue/nappe		(cm ²)	0,49	1,84		
AV2retenue/nappe		(cm ²)	0,19	1,42		
Choix d'armature		bande1	4HA12	4HA12		4HA12
		bande2	3HA10	3HA10	3HA10	
St		(cm)	en zone nodale 10cm; en zone courante 15cm			
Avtot		(cm ²)	6,87	6,87	6,87	
Ah (BAEL)		(cm ²)	1,72	1,72	1,72	
Ah (RPA)		(cm ²)	2,40	2,40	2,40	
Ah retenue/m		(cm ²)	2,40	2,40	2,40	
Ah choix/nappe		(cm ²)	13HA8	13HA8	13HA8	
St		(cm)	20			
Armature transversale	(cm ²)	4HA8/ml				

vérifications	$\tau_{badmissible}=5\text{MPa}$	$\tau_{b(RPA)}$	0,058	0,059	0,088
	$\tau_{uadmissible}=2,5\text{MPa}$	$\tau_{u(BAEL)}$	0,041	0,042	0,063
	$\sigma_{bc}=15\text{MPa}$		2,595	1,666	0,882

➤ **Ferrailage des voiles longitudinaux :**

Voiles: VL1, VL2 :

	zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L	(m)	3,1	3,1	3,1	
	he	(m)	2,66	2,66	2,66	
	e	(m)	0,2	0,2	0,2	
	B	(m ²)	0,62	0,62	0,62	
	Ns	(kN)	1502,35	899,1	428,14	
	T	(kN)	44,52	43,46	71,32	
	$\sigma_{compression}$	(kN/m ²)	2893,96	2823,48	3763,45	
	$\sigma_{(Traction -)}$	(kN/m ²)	103,96	1028,62	3322,41	
	NATURE		SEC	SPC	SPC	
	Lc	(m)	Section	2,272	1,646	
	Lt	(m)		0,828	1,454	
	d1	(m)		0,414	0,727	
	d1 retenue	(m)		0,400	0,400	
	d2	(m)		0,428	1,054	
	σ_1	(kN/m ²)	Entièrement	531,575	2408,105	
	N1	(kN)		62,408	229,221	
N2	(kN)	22,740		253,700		
ferrailage	A_{v1}	(cm ²)	Comprimée	1,793	6,587	
	A_{v2}	(cm ²)		0,653	7,290	
	A_{vi}	(cm ²)		1,673	2,746	
	A_{v1 min/Bande 1}	(cm ²)	Ferrailage	2,100	2,100	
	A_{v2 min/Bande 2}	(cm ²)		2,246	5,531	
	AV1 (/nappe)	(cm ²)	Minimum	1,315	3,980	
	AV2(/nappe)	(cm ²)		0,745	4,332	
	AV1retenue/nappe	(cm ²)		2,10	3,98	
	AV2retenue/nappe	(cm ²)		2,25	5,53	
	Choix d'armature	bande1		4HA12	4HA12	4HA12
		bande2		5HA12	5HA12	5HA12
	St	(cm)	en zone nodale 10cm; en zone courante 15cm			
	Avtot	(cm ²)	10.18	10,18	10,18	
	Ah (BAEL)	(cm ²)	2,55	2,55	2,55	
Ah (RPA)	(cm ²)	4,65	4,65	4,65		
Ah retenue/m	(cm ²)	4,65	4,65	4,65		
Ah choix/nappe	(cm ²)	15HA10	15HA10	15HA10		

	St	(cm)	17		
	Armature transversale	(cm²)	4HA8/ml		
vérifications	$\tau_{badmissible}=5\text{MPa}$	$\tau_{b(RPA)}$	0,130	0,127	0,209
	$\tau_{uadmissible}=2,5\text{MPa}$	$\tau_{u(BAEL)}$	0,093	0,091	0,149
	$\sigma_{bc}=15\text{MPa}$		2,365	1,415	0,674

VL3

	zone		Zone I	Zone II	Zone III			
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1,6	1,6	1,6			
	he	(m)	2,66	2,66	2,66			
	e	(m)	0,2	0,2	0,2			
	B	(m²)	0,32	0,32	0,32			
	Ns	(kN)	2022,68	1167,39	559,64			
	T	(kN)	16,62	17,28	15,29			
	$\sigma_{compression}$	(kN/m²)	3341,15	2199,58	1144,1			
	$\sigma_{(Traction -)}$	(kN/m²)	1170,84	-699,57	-120,97			
	NATURE		SEC	SEC	SEC			
	ferrailage	Lc	(m)	Section Entièrement Comprimée Ferrailage Minimum				
Lt		(m)						
d1		(m)						
d1 retenue		(m)						
d2		(m)						
σ_1		(kN/m²)						
N1		(kN)						
N2		(kN)						
A_{v1}		(cm²)						
A_{v2}		(cm²)						
A_{vi}	(cm²)	Section Entièrement Comprimée Ferrailage Minimum						
A_{v1 min/Bande 1}	(cm²)							
A_{v2 min/Bande 2}	(cm²)							
AV1 (/nappe)	(cm²)							
AV2(/nappe)	(cm²)							
AV1retenue/nappe	(cm²)							
AV2retenue/nappe	(cm²)							
Choix d'armature	bande1					4HA12	4HA12	4HA12
	bande2					3HA10	4HA10	4HA10
St	(cm)				en zone nodale 10cm; en zone courante 15cm			
Avtot	(cm²)	6,87	6,87	6,87				
Ah (BAEL)	(cm²)	1,72	1,72	1,72				
Ah (RPA)	(cm²)	2,40	2,40	2,40				

	Ah retenue/m	(cm²)	2,40	2,40	2,40
	Ah choix/nappe	(cm²)	10HA10	10HA10	10HA10
	St	(cm)	25		
	Armature transversale	(cm²)	4HA8/ml		
vérifications	$\tau_{badmissible}=5\text{MPa}$	$\tau_{b(RPA)}$	0,049	0,051	0,045
	$\tau_{uadmissible}=2,5\text{MPa}$	$\tau_{u(BAEL)}$	0,035	0,036	0,032
	$\sigma_{bc}=15\text{MPa}$		6,190	3,572	1,713

VL4

	zone		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L	(m)	3,1	3,1	3,1
	he	(m)	2,66	2,66	2,66
	e	(m)	0,2	0,2	0,2
	B	(m²)	0,62	0,62	0,62
	Ns	(kN)	1502,35	899,1	428,14
	T	(kN)	44,52	43,46	71,32
	$\sigma_{compression}$	(kN/m²)	2893,96	2823,48	3763,45
	σ (Traction -)	(kN/m²)	103,96	1028,62	3322,41
	NATURE		SEC	SPC	SPC
	Lc	(m)	Section	2,272	1,646
	Lt	(m)		0,828	1,454
	d1	(m)		0,414	0,727
	d1 retenue	(m)		0,400	0,400
	d2	(m)		0,428	1,054
σ_1	(kN/m²)	Entièrement	531,575	2408,105	
N1	(kN)		62,408	229,221	
N2	(kN)		22,740	253,700	
ferrailage	A_{v1}	(cm²)	Comprimée	1,793	6,587
	A_{v2}	(cm²)		0,653	7,290
	A_{vi}	(cm²)	Ferrailage	1,673	2,746
	A_{v1 min/Bande 1}	(cm²)		2,100	2,100
	A_{v2 min/Bande 2}	(cm²)	Minimum	2,246	5,531
	AV1 (/nappe)	(cm²)		1,315	3,980
	AV2(/nappe)	(cm²)		0,745	4,332
	AV1retenue/nappe	(cm²)		2,10	3,98
	AV2retenue/nappe	(cm²)		2,25	5,53
	Choix d'armature	bande1		4HA12	4HA12
		bande2	5HA12	5HA12	5HA12
	St	(cm)	en zone nodale 10cm; en zone courante 15cm		
	Avtot	(cm²)	10,18	10,18	10,18
Ah (BAEL)	(cm²)	2,55	2,55	2,55	

	Ah (RPA)	(cm ²)	4,65	4,65	4,65
	Ah retenue/m	(cm ²)	4,65	4,65	4,65
	Ah choix/nappe	(cm ²)	15HA10	15HA10	15HA10
	St	(cm)	17		
	Armature transversale	(cm ²)	4HA8/ml		
vérifications	$\tau_{badmissible}=5MPa$	$\tau_{b(RPA)}$	0,130	0,127	0,209
	$\tau_{uadmissible}=2,5MPa$	$\tau_{u(BAEL)}$	0,093	0,091	0,149
	$\sigma_{bc}=15MPa$		2,365	1,415	0,674

VL5

	zone		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L	(m)	3,3	3,3	3,3
	he	(m)	2,66	2,66	2,66
	e	(m)	0,2	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,66	0,66	0,66
	Ns	(kN)	1392,98	869,5	430,69
	T	(kN)	42,23	37,43	65,16
	$\sigma_{compression}$	(kN/m ²)	3259,24	3349,29	4740,99
	σ (Traction -)	(kN/m ²)	131,63	1322,76	4237,78
	NATURE		SEC	SPC	SPC
	Lc	(m)	Section Entièrement Comprimée Ferraillage Minimum	2,366	1,742
	Lt	(m)		0,934	1,558
	d1	(m)		0,467	0,779
	d1 retenue	(m)		0,500	0,480
	d2	(m)		0,434	1,078
σ_1	(kN/m ²)	614,874		2931,777	
N1	(kN)	96,882		344,139	
N2	(kN)	26,704		315,907	
ferraillage	A_{v1}	(cm ²)		2,784	9,889
	A_{v2}	(cm ²)		0,767	9,078
	A_{vi}	(cm ²)		1,441	2,509
	A_{v1 min/Bande 1}	(cm ²)		2,625	2,520
	A_{v2 min/Bande 2}	(cm ²)		2,280	5,657
	AV1 (/nappe)	(cm ²)		1,752	5,572
	AV2(/nappe)	(cm ²)	0,744	5,166	
	AV1retenue/nappe	(cm ²)	2,63	5,57	
	AV2retenue/nappe	(cm ²)	2,28	5,66	
	Choix d'armature	bande1	5HA12	5HA12	5HA12
		bande2	6HA12	6HA12	6HA12
	St	(cm)	en zone nodale 10cm; en zone courante 15cm		
Avtot	(cm ²)	12,44	12,44	12,44	

	Ah (BAEL)	(cm²)	3,11	3,11	3,11
	Ah (RPA)	(cm²)	4,95	4,95	4,95
	Ah retenue/m	(cm²)	4,95	4,95	4,95
	Ah choix/nappe	(cm²)	17HA10	17HA10	17HA10
	St	(cm)	15		
	Armature transversale	(cm²)	4HA8/ml		
vérifications	$\tau_{badmissible}=5\text{MPa}$	$\tau_{b(RPA)}$	0,123	0,109	0,191
	$\tau_{uadmissible}=2,5\text{MPa}$	$\tau_{u(BAEL)}$	0,088	0,078	0,136
	$\sigma_{bc}=15\text{MPa}$		2,053	1,281	0,635

IX-6). Ferrailage des linteaux :**Introduction :**

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile. Ils sont assimilés à des poutres doublement encastées dans les trumeaux. Ils reprennent l'effort tranchant et le moment fléchissant dû au séisme, le poids du plancher qui leur revient ainsi que leur propre poids.

a- Méthode de calcul :

On utilise la méthode exposée dans le RPA 99+Add (Art 7.7.3), en faisant comparer à chaque fois les section d'armatures (calculées) ou maximales données par les règles du BAEL91.

L'application se fera suivant les étapes suivantes :

a-1- Contrainte limite de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} ; \text{ où } \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1,4T.$$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile = $0,9h$.

a-2- Ferrailage des linteaux :

- 1^{er} cas : $\tau_b \leq 0,06f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V).

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- Des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).

1- Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieur et inférieur sont

calculés par la formule : $A_l \geq \frac{M}{Z \times f_e}$

Avec :

$$Z = h - 2d'$$

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant.

2- Aciers transversaux:

1^{er} sous cas : linteau long ($\lambda_g = \frac{L}{h} > 1$).

$$\text{On a : } S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{V}$$

Avec :

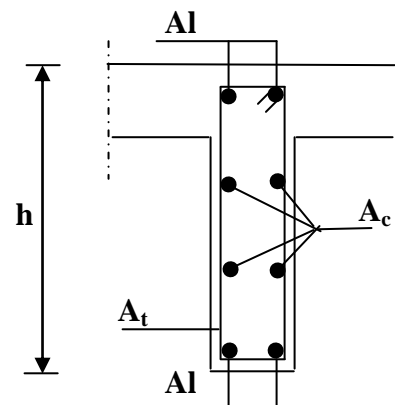
S : espacement des cours d'armatures transversaux.

A_t : section d'armatures transversales

$$Z = h - 2d.$$

V : effort tranchant dans la section considérée.

L : portée du linteau.



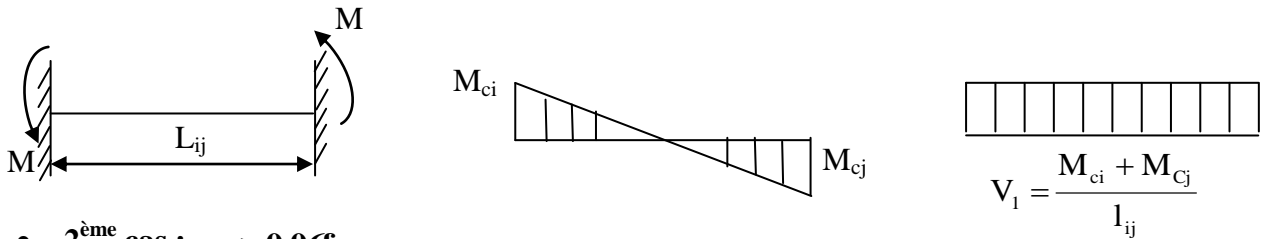
2^{ème} sous cas : linteau court ($\lambda_g = \frac{L}{h} \leq 1$).

On doit avoir : $S \leq \frac{A_t f_e L}{V + A_t f_e}$

$V_2 = 2T$

$V = \min(V_1, V_2)$; avec : $V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

Avec : M_{ci} et M_{cj} : moment « résistants ultimes » des sections du linteau de portée l_{ij} et calculés par : $M_c = A_1 \cdot f_e \cdot Z$.



• 2^{ème} cas : $\tau_b > 0,06f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement. (Art.7.7.3.2RPA99/version2003)

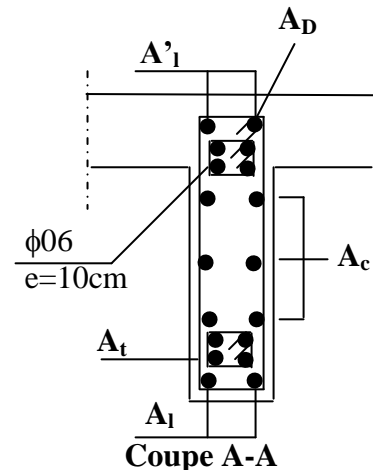
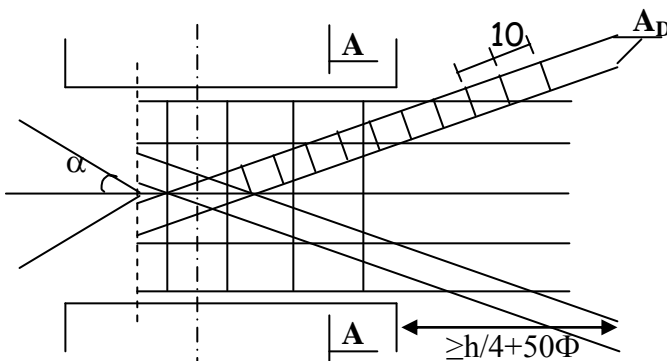
$A_D = \frac{T}{2 f_e \sin \alpha}$, avec : $\text{tga} = \frac{h}{L} \frac{2d'}{2}$

a-3). Ferrailage minimum :

- Armatures longitudinales : $(A_1, A'_1) \geq 0,0015.b.h$
- Armatures transversales :
 - Pour $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$: $A_t \geq 0,0015.b.S$ (0,15 %)
 - Pour $\tau_b > 0,025f_{c28}$: $A_t > 0,0025.b.S$ (0,25 %)
- Armatures de peau: $A_c \geq 0,0020b.h$.

b : étant l'épaisseur du linteau (b = e).

- longueur d'ancrage : $L_c \geq \frac{h}{4} + 50\phi$



➤ **Calcul des linteaux de la zone I :**

Les caractéristiques géométriques du Linteau de la zone(I).

$$h = 0.86m$$

$$l = 1.25m$$

$$e = 0.20m$$

A).Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} \text{ avec } : V = 1,4 \times V_u \text{ calculé} \quad \text{Avec } V_u = 18.91 \text{ [KN].}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 18.91 \times 10}{86 \times 0,9 \times 20} = 0.17 \text{ [MPa]} \leq \overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$D'autres parts nous avons \quad \tau_b = 0.17 \text{ [MPa]} < 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ [MPa]}$$

on considère que les efforts internes ne sont véhiculés par des bielles diagonales de compression et de traction suivant l'axe moyen, donc le linteaux sera calculé en flexion simple :

$$A_l = \frac{M}{Z \cdot f_e}$$

B).Ferrailage :

a).Armatures longitudinales ($A_l = A'_l$) :

$$A_l = \frac{23.64}{0.82 \times 40} = 0.72 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage minimal adopté

➤ RPA 2003 :

$$(A_{l,\min} = A'_{l,\min}) \geq 0,15\% \times e \times h = 0.15\% \times 20 \times 86 = 2.58 \text{ cm}^2$$

Donc la section adoptée est : $A_l = A'_l = 3.08 \text{ cm}^2$, soit 2HA14

b).Armatures transversales :

$$\tau_b = 0.17 \text{ MPa} < 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec } St \leq \frac{h}{4} = \frac{86}{4} = 21.5 \quad \text{On prend } St = 15 \text{ [cm]}$$

$$\text{Donc : } A_t \geq 0.0015 \times b \times S_t = 0.025 \times 20 \times 15 = 0.45 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Soit } 1HA8 = 0.50 \text{ cm}^2 \text{ tous les } 15 \text{ [cm]}$$

c).Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 \times e \times h = 0.002 \times 20 \times 86 = 3.44 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{soit : } A_c = \text{[cm}^2\text{]} \Rightarrow 4HA12 / \text{nappe}$$

d).Longueur d'ancrage :

$$L_d = \frac{h}{4} + 50\phi = +50 \times 1.4 = 91.5 \text{ [cm]}$$

$$\text{on prend } L_d = 10 \text{ [cm]}$$

➤ **Calcul des linteaux de la zone II :**

Les caractéristiques géométriques du Linteau de la zone(II).

$$h = 0.86m$$

$$l = 1.25m$$

$$e = 0.20m$$

A).Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} \text{ avec : } V = 1,4 \times V_u \text{ calcule Avec } V_u = 23.28 \text{ [KN].}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 23.28 \times 10}{86 \times 0,9 \times 20} = 0.21 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$D'autres parts nous avons $\tau_b = 0.21 \text{ [MPa]} < 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ [MPa]}$$$

Le linteau sera calculé en flexion simple

B).Ferrailage :

a).Armatures longitudinales ($A_l = A'_l$) :

$$A_l = \frac{29.1}{0.82 \times 40} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage minimal adopté

➤ RPA 2003 :

$$(A_{l,\min} = A'_{l,\min}) \geq 0,15\% \times e \times h = 0.15\% \times 20 \times 86 = 2.58 \text{ cm}^2$$

la section adoptée est : $A_l = A'_l = 3.08 \text{ cm}^2$, soit 2HA14

b).Armatures transversales :

$$\tau_b = 0.21 \text{ MPa} < 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec } St \leq \frac{h}{4} = \frac{86}{4} = 21.5 \quad \text{On prend } St = 15 \text{ [cm]}$$

$$\text{Donc : } A_t \geq 0.0015 \times b \times S_t = 0.025 \times 20 \times 15 = 0.45 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Soit } 1HA8 = 0.50 \text{ cm}^2 \text{ tous les } 15 \text{ [cm]}$$

c).Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 \times e \times h = 0.002 \times 20 \times 86 = 3.44 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{soit : } A_c = 4.52 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4HA12 / \text{nappe}$$

d).Longueur d'ancrage :

$$L_d = \frac{h}{4} + 50\phi = 50 \times 1.4 = 91.5 \text{ [cm]}$$

$$\text{on prend } L_d = 100 \text{ [cm]}$$

➤ **Calcul des linteaux de la zone III :**

Les caractéristiques géométriques du Linteau de la zone(III).

$$h = 0.86m$$

$$l = 1.25m$$

$$e = 0.20m$$

A).Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} \text{ avec : } V = 1,4 \times V_u \text{ calcule Avec } V_u = 34.26 \text{ [KN].}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 34.26 \times 10}{86 \times 0,9 \times 20} = 0.31 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

D'autres parts nous avons $\tau_b = 0.31 \text{ [MPa]} < 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ [MPa]}$

Calcul en flexion simple :

B).Ferrailage :

a).Armatures longitudinales ($A_l = A'_l$) :

$$A_l = \frac{42.83}{0.82 \times 40} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage minimal adopté

➤ RPA 2003 :

$$(A_{l,\min} = A'_{l,\min}) \geq 0,15\% \times e \times h = 0.15\% \times 20 \times 86 = 2.58 \text{ cm}^2$$

Donc la section adoptée est : $A_l = A'_l = 3.08 \text{ cm}^2$, soit 2HA14

b).Armatures transversales :

$$\tau_b = 0.31 \text{ MPa} < 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

Avec $St \leq \frac{h}{4} = \frac{86}{4} = 21.5$ On prend $St = 15 \text{ [cm]}$

Donc : $A_t \geq 0.0015 \times b \times S_t = 0.025 \times 20 \times 15 = 0.45 \text{ [cm}^2\text{]}$

Soit 1HA8 = 0.50 cm² tous les 15 [cm]

c).Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 \times e \times h = 0.002 \times 20 \times 86 = 3.44 \text{ [cm}^2\text{]}$$

soit : $A_c = 4.52 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4 \text{ HA12 / nappe}$

d).Longueur d'ancrage :

$$L_d = \frac{h}{4} + 50\phi = 50 \times 1.4 = 91.5 \text{ [cm]}$$

on prend $L_d = 100 \text{ [cm]}$

X-Etude de l'infrastructure :

X.1) Introduction :

La fondation est par définition un élément de la structure qui permet la transmission au sol des efforts provenant de la superstructure. Ces efforts sont :

- 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 des plans différents.

Selon le mode de d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suite :

Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

Fondations profondes : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

X.2) Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible de 2 bars.

X.3) Fondation

X.3.1) semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

✓ **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{40} = 1.125 \Rightarrow A = 1.125B \quad \text{Poteau rectangulaire}$$

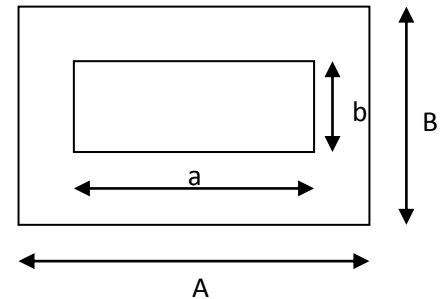
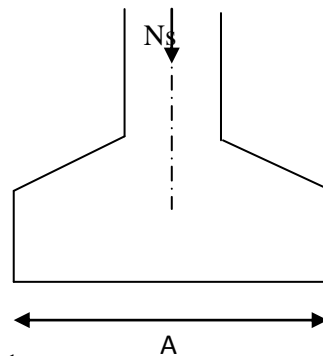
D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

On a :

$$N_{ser} = 1277.84 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1277.84}{200}} = 2.52 \text{ m} \Rightarrow B = 2.4 \text{ m}$$



✓ **Conclusion :**

Vu l'importance des dimensions des semelles dans le but d'éviter tout risque de chevauchement, on doit donc opter pour des semelles filantes

X.3-2) semelles filantes :

a- Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$),

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

Pier	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L
VL1	2817.49	3.75	3.756653	14.0874
VL2	2839.87	3.75	3.786493	14.1993
VL3	2022.68	1.6	6.320875	10.1134
VL4	1502.35	3.1	2.423145	7.5117
VL5	1392.98	3.3	2.110575	6.9648
				52.8766

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal) :

VOILES	G+Q	L	B	S=B.L(m)
VT1	1594.16	2.5	3.18832	7.9708
VT2	933.28	2.5	1.86656	4.6664
VT3	851.31	1.6	2.66034	4.2565
VT4	839.64	1.6	2.62387	4.1981
VT5	1617.74	2.5	3.23548	8.0887
VT6	1187.62	2.5	2.37524	5.9381
				35.1186

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St =87.99 m²**.

b- Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

1-hypothèses de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

2- Etape du calcul :

- **détermination de la résultante des charges :**

$$N_i = \sum N_i$$

- **détermination de coordonnée de la résultante :**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{N_i}$$

- **détermination de la distribution par (ml) de semelle :**

Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Si : $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- **détermination de largeur B de la semelle :**

Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

Story	Column	G+Q(KN)	Ni total(KN/m)	Mi(KN/m)	Mtotal(KN.m)	ei (m)	Nixei (KN.m)
BASE	C18	925.45	4173.12	-1.344	1.637	7.1	6570.69
	C19	1111.39		-6.115		2.5	2778.47
	C20	1277.84		1.041		-2.5	-3194.6
	C21	858.44		8.055		-6	-5150.64
							1003.92

❖ **Coordonnée dz la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle :**

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

AN :

$$e = \frac{1003.92 + 1.637}{4173.12} = 0.24 \text{ m}$$

$$e = 0.241 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{13.53}{6} = 2.225 \text{ m} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{417312}{13.53} x \left(1 + \frac{6 \times 0.241}{13.53} \right) = 341.40 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{417312}{13.53} x \left(1 - \frac{6 \times 0.241}{13.53} \right) = 275.47 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} x \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{4173.12}{13.53} x \left(1 + \frac{3 \times 0.241}{13.53} \right) = 3249 \text{ kN/m}^2$$

✓ **détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{341.40}{200} = 1.70 \text{ m} \text{ on prend } B = 1.75 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc, } S = 1.75 \times 13.53 = 23.67 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 23.67 \times 4 = 94.68 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 94.68 + 87.99 = 1823 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface totale de la structure : } S_{st} = 13.53 \times 17.85 = 241.5 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{1823}{241.5} = 0.75$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 75 %

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

X-4) Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle 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 diminuées du poids propre du radier.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles :

- Il est très rigide en son plan horizontal,
- Il permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation,
- Il facilite le coffrage,
- Il est exécutable rapidement,
- Il convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

X-4-1) Pré dimensionnement du radier

a) Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

b) Selon la condition forfaitaire

- Sous voiles

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : portée max

$$L_{\max} = 3.75 \text{ m} \Rightarrow 46.87 \text{ cm} \leq h \leq 75 \text{ cm}$$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$.

- Sous poteaux :

- La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{375}{20} = 18.75 \text{ cm}$$

Soit $h_d = 30\text{cm}$

-La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{375}{10} = 37.5\text{cm}$$

Soit $h_n = 80\text{cm}$

-La base de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \implies 0.4 \times 80 \leq b_n \leq 0.7 \times 80 = 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

On prend $b_n = 45 \text{ cm}$

c) Condition de la longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3.75\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{1081886}} = 0.71 \text{ m}$$

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

Hauteur des nervures suivant les deux sens : $h_n = 90 \text{ cm}$.

Largeur de la nervure : $b_n = 45 \text{ cm}$.

Hauteur de la dalle: $h_d = 40 \text{ cm}$.

X-4-2) Détermination des efforts :**Calcul de la surface nécessaire au radier**

- Charge permanente $G = 23656.13$ KN
- Charge d'exploitation $Q = 3989.93$ KN

Combinaison d'actions

$$\text{ELU : } N_{ul} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 23656.13) + (1,5 \times 3989.93) = 37920.67 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS : } N_{sl} = G + Q = 23656.13 + 3989.93 = 27646.06 \text{ KN.}$$

X-4-3) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU : } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{3792067}{1,33 \times 200} = 14256 m^2$$

$$\text{ELS : } S_{radier} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{2764606}{1,33 \times 200} = 10393 m^2$$

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 142.56 m^2$$

$$S_{bat} = 241.51 m^2 > \max(S_1; S_2) = 142.56 m^2$$

✓ Remarque

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, on va donc prendre la section du radier égale à celle du bâtiment. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30cm\right) = 45cm$$

On opte pour un radier de $h_{deb} = 50$ cm.

$$S_{rad} = 241.51 + 0,5 \times (13.53 + 17.85) \times 2 = 272.57 m^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale : $S_{rad} = 272.57 m^2$

X-4-4) Calcul des sollicitations à la base du radier :**Poids de radier :**

$G_{rad} =$ Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante

Poids de la dalle:

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = (272.57 \times 0,4) \times 25 = 2725.7 \text{ KN}$$

Poids des nervures:

$$P_{nerv} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0,5 \times (0,9 - 0,4) \times 17.85 \times 6) + (0,5 \times (0,9 - 0,4) \times 13,53 \times 4)] \times 25$$

$$P_n = 1007.62 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{nerv} = (0,5 \times 17.85 \times 6) + (0,5 \times 13,53 \times 4) = 80.61 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [(272.57 - 80.61) \times (0,9 - 0,4)] \times 17 = 1631.66 \text{ KN.}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 272.57 \times 0,1 \times 25 = 681.42 \text{ KN. (} e_p = 10 \text{ cm).}$$

$$G_{rad} = 2725.7 + 1007.62 + 1631.66 + 681.42 = 6046.4 \text{ KN}$$

b-Combinaison d'action :

$$N_u = N_{ul} + 1,35 G_{rad} = 37920.67 + (1,35 \times 6046.4) = 46083.31 \text{ KN.}$$

$$N_s = N_{sl} + G_{rad} = 27646.06 + 6046.4 = 33692.46 \text{ KN.}$$

X-4-5) Vérification :**X-4-5-1) Vérification à la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $d = 0,9 h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$.

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{4608331 \times 1}{27257} \times \frac{3.75}{2} = 317.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{317.01}{0.9 \times 0.36} = 0.98 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

X-4-5-2) Vérification de la stabilité du radier :✓ **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8.45\text{m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6.65\text{m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

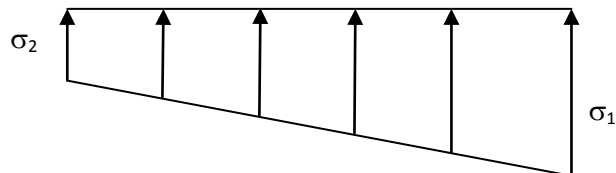


Fig : Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \sigma_{SOL}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

✓ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = 316606m^4$$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = 5269.26m^4$$

✓ **Calcul des moments :**

$$M_{xx} = 3499002 + 1627207 \times 0,9 = 36454.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 31887572 + 151938 \times 0,9 = 33255.014 \text{ KN.m}$$

	ELU				ELS				Obser
	σ_1	σ_2	σ_m	$1,33\sigma_m$	σ_1	σ_2	σ_m	σ_{SOL}	
X - X	227.53	110.61	198.30	266	182.07	65.15	152.84	200	OK
Y - Y	238.92	99.22	203.99	266	193.45	53.76	158.53	200	OK

X-4-5-3) Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

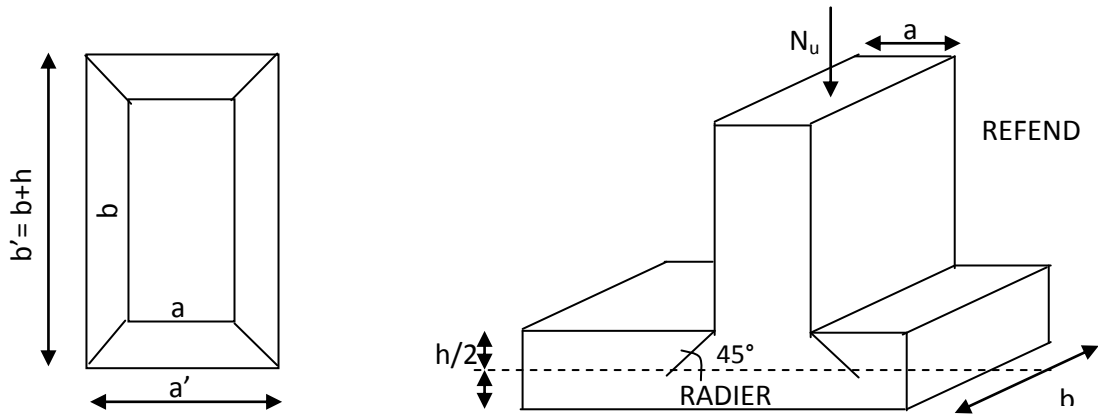
$$N_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \mu_c h f_{c28}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1[m]).



Périmètre utile des voiles et des poteaux

a) Vérification pour les poteaux :

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,4 + 0,45 + 2 \times 0,9) \times 2 = 5,3m$$

$$N_u = 127784 \leq \frac{0,07 \times 5,3 \times 0,9 \times 25 \times 1000}{1,5} = 5565KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification pour les voiles :

On considère une bande de 1ml du voile

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,2 + 1 + 2 \times 0,9) \times 2 = 6m$$

$$N_u = 129966 \leq \frac{0,07 \times 6 \times 0,9 \times 25 \times 1000}{1,5} = 6300KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

X-5) Ferrailage du radier :

X-5-1-Ferrailage de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

a) 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.(panneau a un seul sens porteur)

$$M_{ox} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b) 2^{ème} 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 données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec: } (L_x < L_y)$$

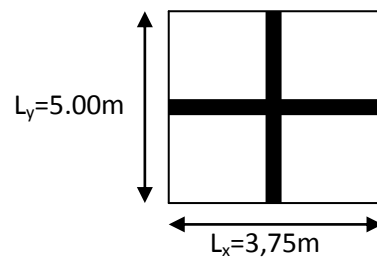
Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

✓ Identification du panneau :

$$L_x = 3,50 \text{ m} ; L_y = 3,60 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,50}{5,00} = 0,75$$



$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ 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.

L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 203,99 - \frac{6046,4}{27257} = 181,81 \text{ KN/m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 158,53 - \frac{6046,4}{272,57} = 136,34 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul a' L ELU : $\nu=0$

$$q_u = 181,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,75 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0622 \\ U_y = 0,509 \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments M_{0X} et M_{0Y} :**

$$M_{0x} = u_x \times q_x l_x^2 = 0,0622 \times 181,8 \times (3,75)^2 = 159,03 \text{KN}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0,509 \times 159,03 = 80,95 \text{KN}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

X.5.1.1) Ferrailage dans le sens x – x (longitudinal) :

✓ **Aux appuis :**

$$M_{app} = 0,5M_x = 0,50 \times 159,03 = 79,51 \text{KN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{79,51 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,043 \quad u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,043 \rightarrow \beta = 0,9785 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{st}} = \frac{79,51 \times 10^3}{0,9785 \times 36 \times 348} = 6,48 \text{cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7,69cm²/ml ;

Avec : $S_t = 20 \text{cm} < \min(3h, 33 \text{cm})$

✓ **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 159,03 = 119,27 \text{KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{119,27 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,068 \quad u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,068 \rightarrow \beta = 0,967 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{119,27 \times 10^3}{0,967 \times 36 \times 348} = 9,84 \text{cm}^2$$

Soit : $6HA16 = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : $S_t = 17 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$.

X.5.1.2) Ferrailage dans le sens y - y (transversal):

✓ **Aux appuis :**

$$M_{\text{app}} = 0.5 \times 80.95 = 40.47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{40.47 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,022 \quad \chi_{u_1} = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{\text{sa}} = \frac{M_{\text{app}}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{42,93 \times 10^3}{0,989 \times 36 \times 348} = 3,46 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA14 = 6.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Avec : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$.

✓ **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 80.95 = 60.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{60.71 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,032 \quad \chi_{u_1} = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{\text{st}} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{60.72 \times 10^3}{0,984 \times 36 \times 348} = 4,92 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA16 = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Avec : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$.

✓ **Remarque**

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

X.5.2) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \omega_0 \times b \times h \times \frac{3 - L_x/L_y}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,75}{2} = 3,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Aux appuis : $\begin{cases} A_{ua}^x = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

En travée : $\begin{cases} A_{ut}^x = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$

❖ Calcul a LELS :

$$q_s = 13634 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,75 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0622 \\ \mu_y = 0,509 \end{cases}$$

Calcul des moments M_x, M_y .

$$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0622 \times 13634 \times (3,75)^2 = 119,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 0,509 \times 119,25 = 60,70 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des moments M_a, M_t dans les sens.

Sens xx :

$$M_{app} = 0,5 M_x = 0,5 \times 119,25 = 59,62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_x = 0,75 \times 119,25 = 89,44 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{app} = 0,5 M_y = 0,5 \times 60,70 = 30,35 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_y = 0,75 \times 60,70 = 45,52 \text{ KN.m}$$

X.5.3) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma}{2} + \frac{1}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x :

✓ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{79.51}{59.62} = 1.33 \quad \text{et } \mu = 0,046 \rightarrow \alpha = 0,0589.$$

$$\alpha = 0,0589 < \frac{1,33 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,415 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travées :**

$$\gamma = \frac{119.27}{89.44} = 1.33 \quad \text{et } \mu = 0,068 \rightarrow \alpha = 0,0881.$$

$$\alpha = 0,0881 < \frac{1,33 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,415 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y :

✓ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{40.47}{30.35} = 1,33 \quad \text{et } \mu = 0,022 \rightarrow \alpha = 0,0239.$$

$$\alpha = 0,0239 < \frac{1,33 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,415 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travées :**

$$\gamma = \frac{95.05}{48.35} = 1.96 \quad \text{et } \mu = 0,034 \rightarrow \alpha = 0,0432.$$

$$\alpha = 0,0432 < \frac{1,96 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,415 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

X.5.4) Vérification de la contrainte de compression dans les aciers :

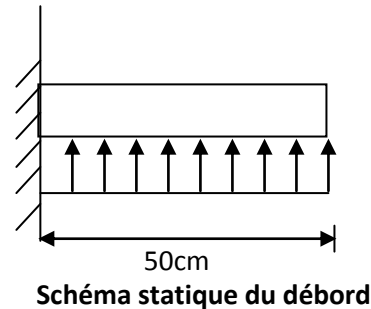
La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant

X.6) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie ; illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

**X.6.1) Sollicitation de calcul :**

✓ A l'ELU :

$$q_u = 181.81 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-181.8 \times 0,5^2}{2} = -22.73 \text{ KN.m}$$

✓ A l'ELS :

$$q_s = 136.34 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-136.34 \times 0,5^2}{2} = -17.04 \text{ KN.m}$$

X.6.2) Calcul des armatures a l'ELU :**a-Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 36 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{22.73 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0,012 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,013 \rightarrow \beta_u = 0,993$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22.73 \times 10^3}{0,993 \times 36 \times 348} = 1.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $St = 25 \text{ cm}$

b-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 2 \text{ HA12 /ml} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

X.5.3) Vérification à l'ELU :**❖ Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 36 \times 2.1}{400} = 4.35 \text{ cm}^2$$

$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,35 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

X.5.4) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{22.73}{17.04} = 1.33$$

$$\mu = 0.013 \rightarrow \alpha = 0.0327$$

$$\alpha = 0.0327 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.60$$

Condition vérifiée.

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

X.6) Ferrailage de la nervure :

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées

$$h = 90 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

X.6.1) Détermination des efforts :**❖ Sens longitudinal :**

$$\text{ELU} : q_u = 181.81 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = 163,76 \text{ KN/m}$$

❖ E.L.U

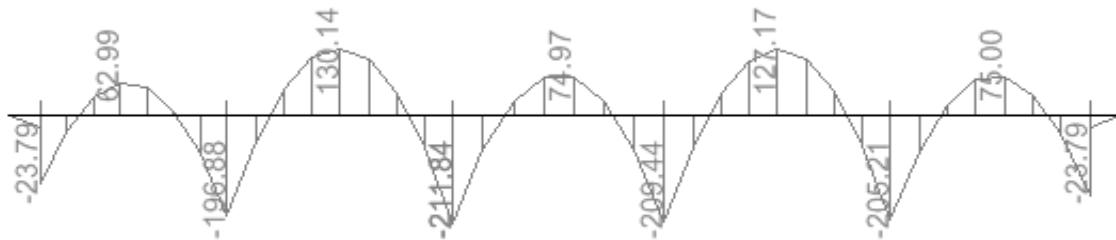
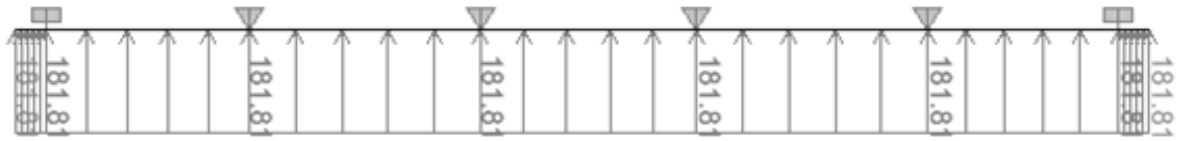


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

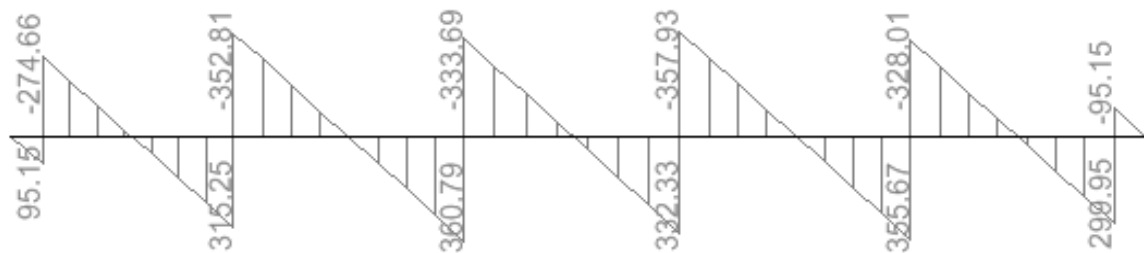


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = 13014 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -211.84 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 85 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

✓ Aux appuis :

$$M_{\text{app}} = -211.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{211.84 \times 10^3}{45 \times 85^2 \times 14,2} = 0,04 \quad \zeta_{u_1} = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{211.81 \times 10^3}{0,976 \times 85 \times 348} = 7.33 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20 = 12,56 cm²/ml.

Avec : S_t = 25 cm

✓ **En travée :**

$$M_t = 130.11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{130.11 \times 10^3}{45 \times 85^2 \times 14,2} = 0,028 \quad \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{130.11 \times 10^3}{0,986 \times 85 \times 348} = 4.46 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 = 8,04 cm²/ml.

Avec : S_t = 25 cm.

❖ E.L.S

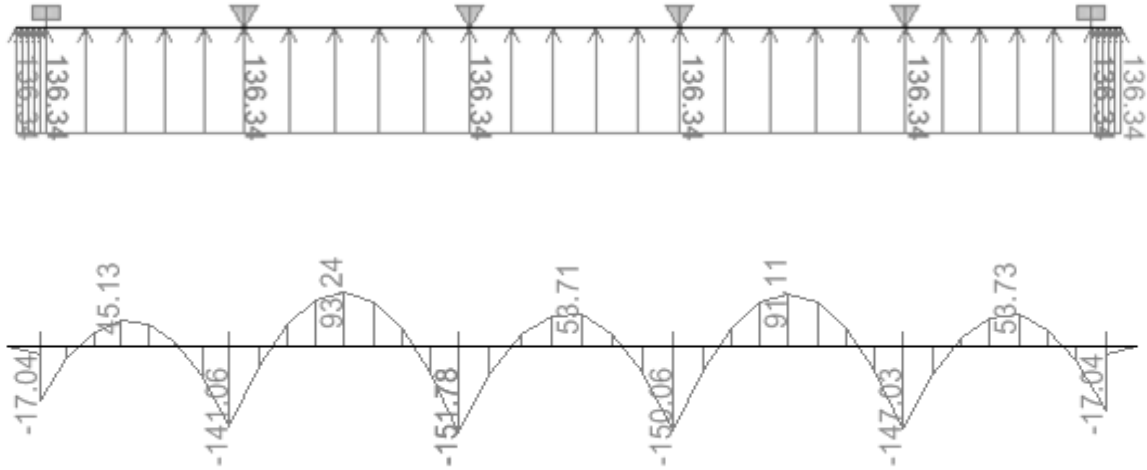


Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

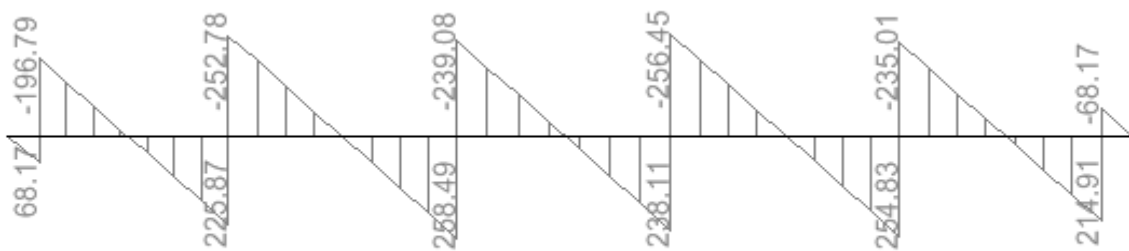


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

X.6.4) Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	211.84	151.78	1,39	0,024	0,0304	0,4	Condition vérifiée
	Travée	130.14	93.24	1,39	0,032	0,0406	0,4	Condition vérifiée

❖ Sens transversale :

ELU : $q_u=181.81 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s=136.34 \text{ KN/m}$

❖ E.L.U

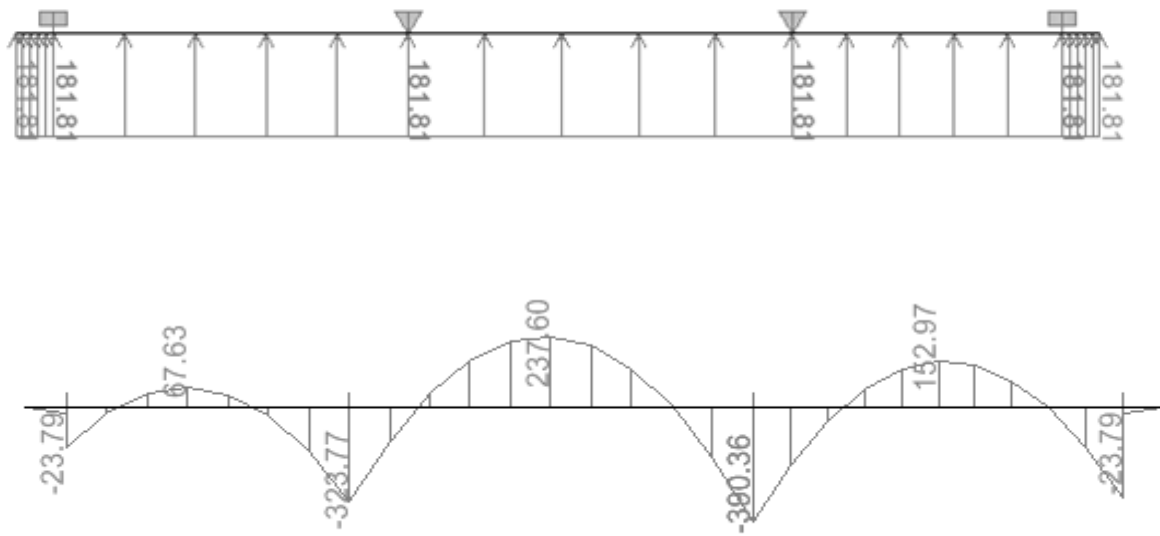


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

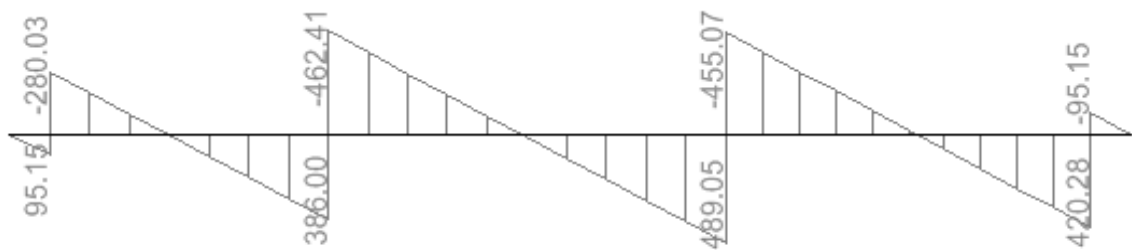


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal

X.6.2) Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = 237.60 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -390.05 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 85 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_{\text{app}} = -390.05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{390.05 \times 10^3}{45 \times 85^2 \times 14,2} = 0,084 \quad \alpha_1 = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,084 \rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\text{app}}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{390.05 \times 10^3}{0,956 \times 85 \times 348} = 13.79 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA20 = 18.84 cm²/ml.

$$\text{Avec : } S_t = 17 \text{ cm}$$

✓ **En travée :**

$$M_t = 237.60 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{237.60 \times 10^3}{45 \times 85^2 \times 14,2} = 0,052 \quad \alpha_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,052 \rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{237.60 \times 10^3}{0,973 \times 85 \times 348} = 7.93 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 = 8,04 cm²/ml. Avec : S_t = 25 cm.

❖ E. L.S

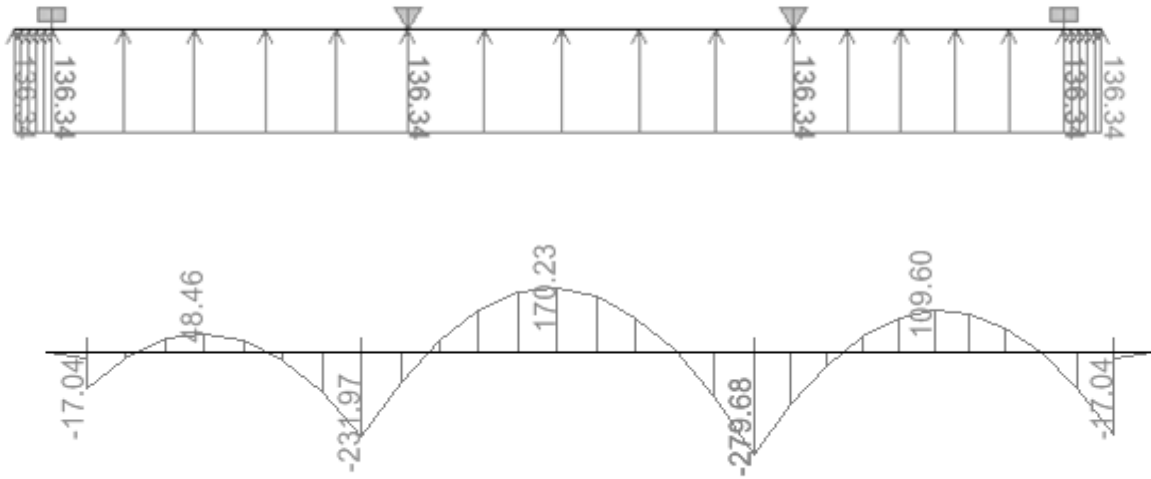


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

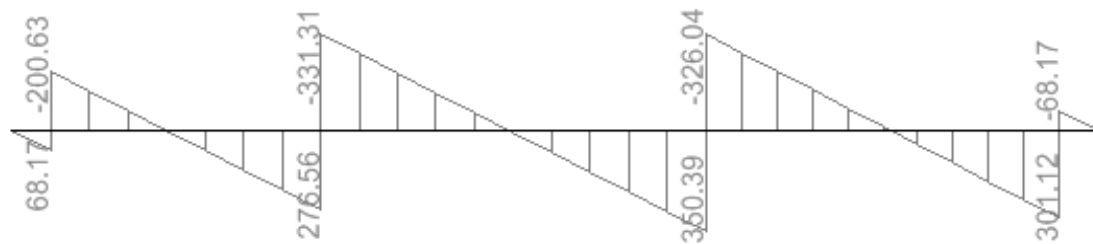


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

X.6.3) Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	390.05	279.68	1,39	0,084	0,1099	0,44	Condition vérifiée
	Travée	237.60	170.23	1,39	0,052	0,0677	0,44	Condition vérifiée

X.6.5) Vérification à l'ELU :**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 45 \times 85 \times 2,1}{400} = 4,61 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

X.6.6) Armatures transversales :**✓ Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

soit : $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

✓ Espacement des armatures :**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\varphi_1 \right\} = \min \{ 20 ; 19,2 \}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40 \text{ cm}.$$

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

✓ Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 2,25 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 489,26 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{46241 \times 10^3}{450 \times 850} = 1,20 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ **La condition est vérifiée.**

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduits à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en la matière.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS 9.7 que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet

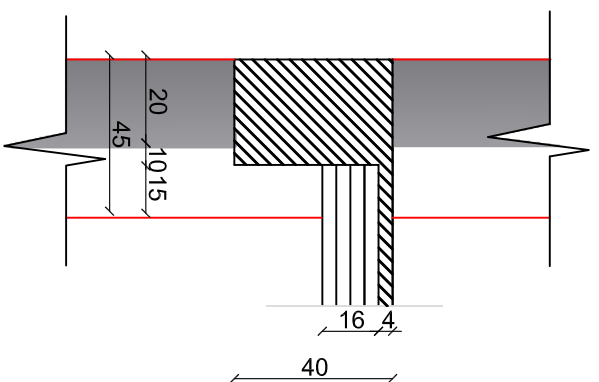
Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

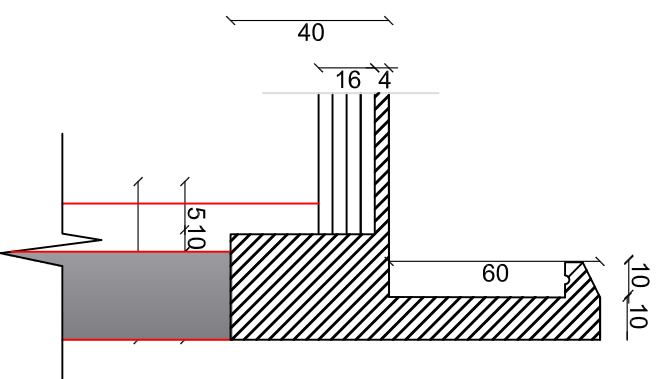
- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Aide mémoire RDM Dunod (Abaques de GALERKIN et HAHN).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Poutres Principales PP

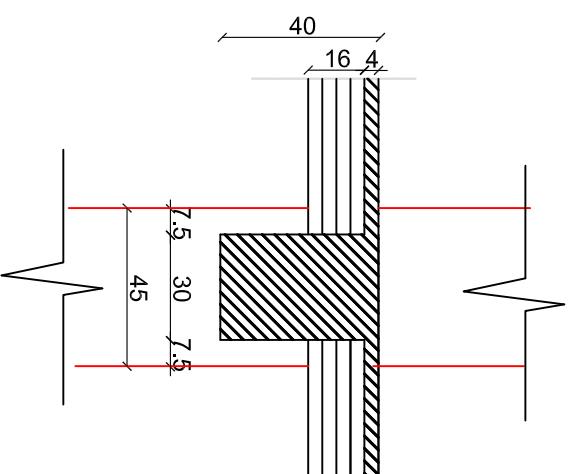
Coupe 1-1



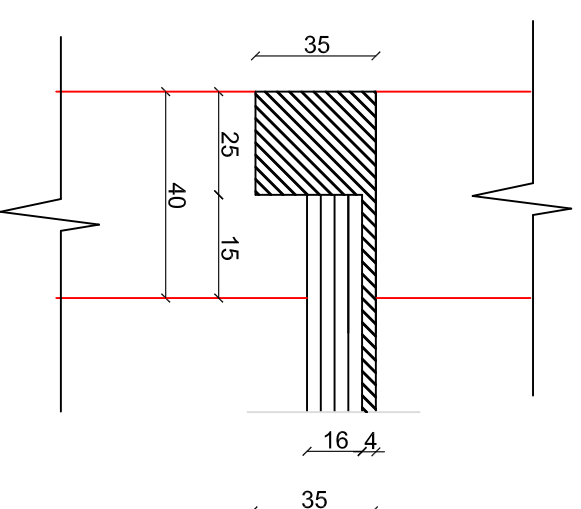
Coupe 1-1(Plancher 30.6m)



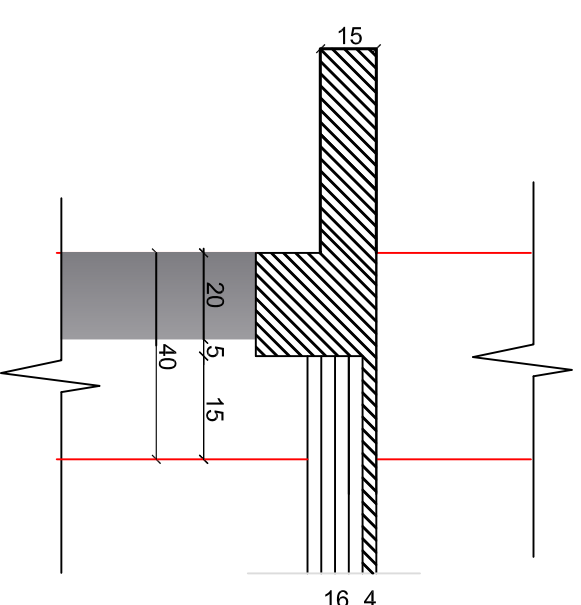
Coupe 2-2



Coupe 1'-1' (Plancher 30.60m)

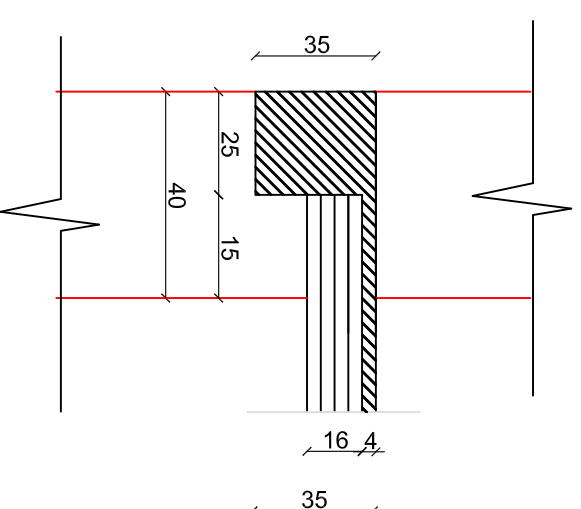


Coupe 2'-2'

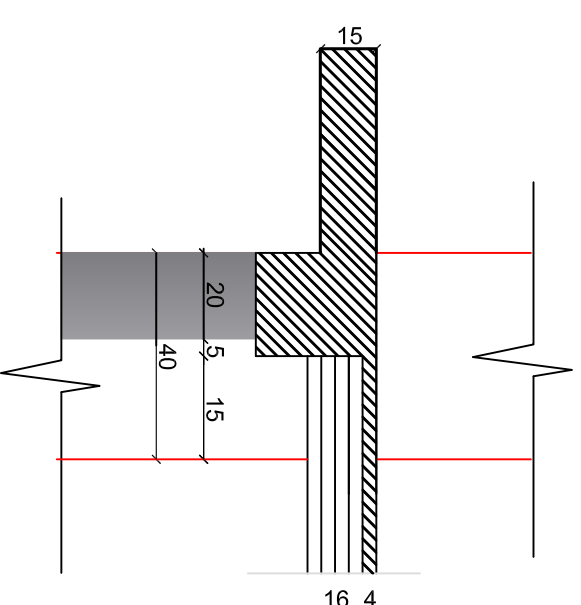


Poutres secondaires PS

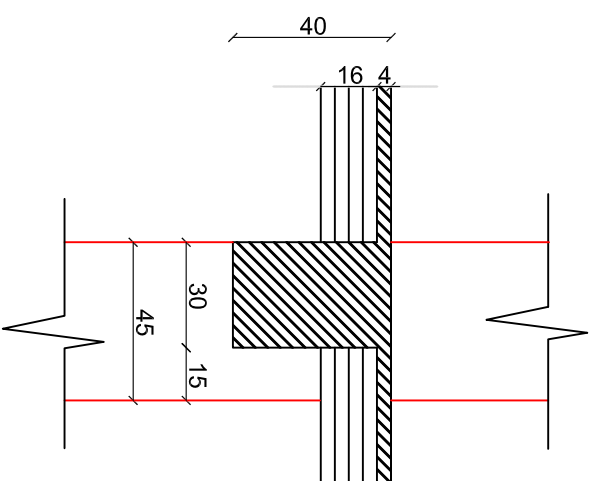
Coupe 3'-3'



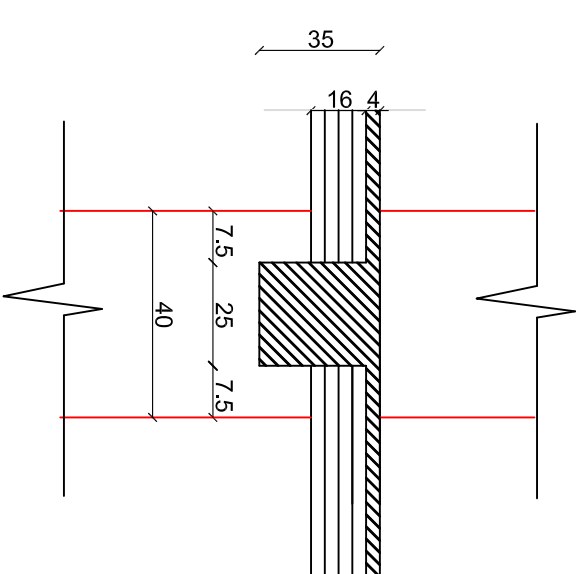
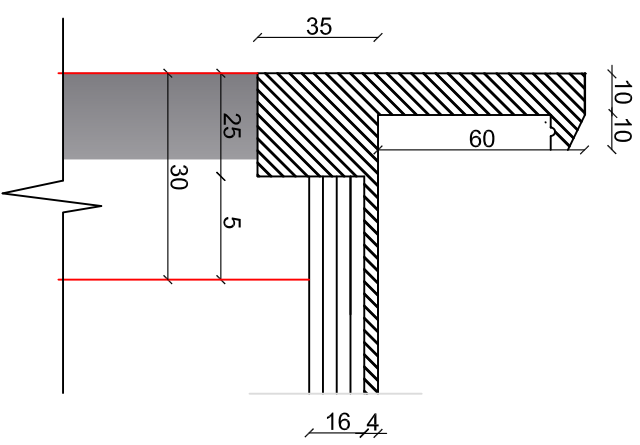
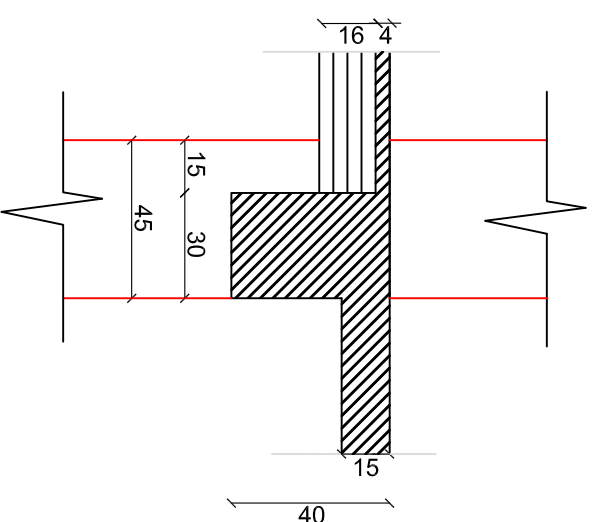
Coupe 5-5

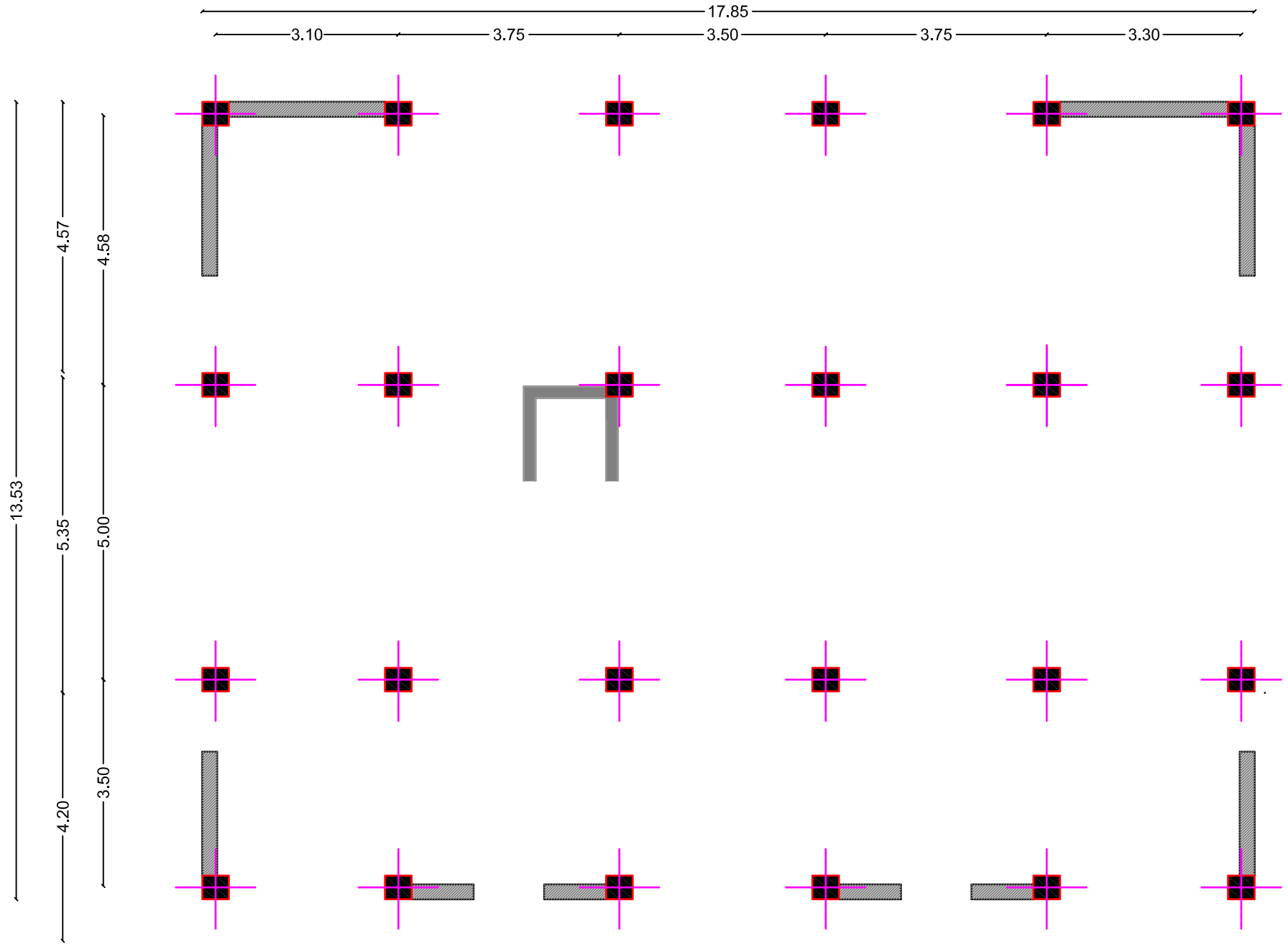


Coupe 3-3



Coupe 4-4





UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

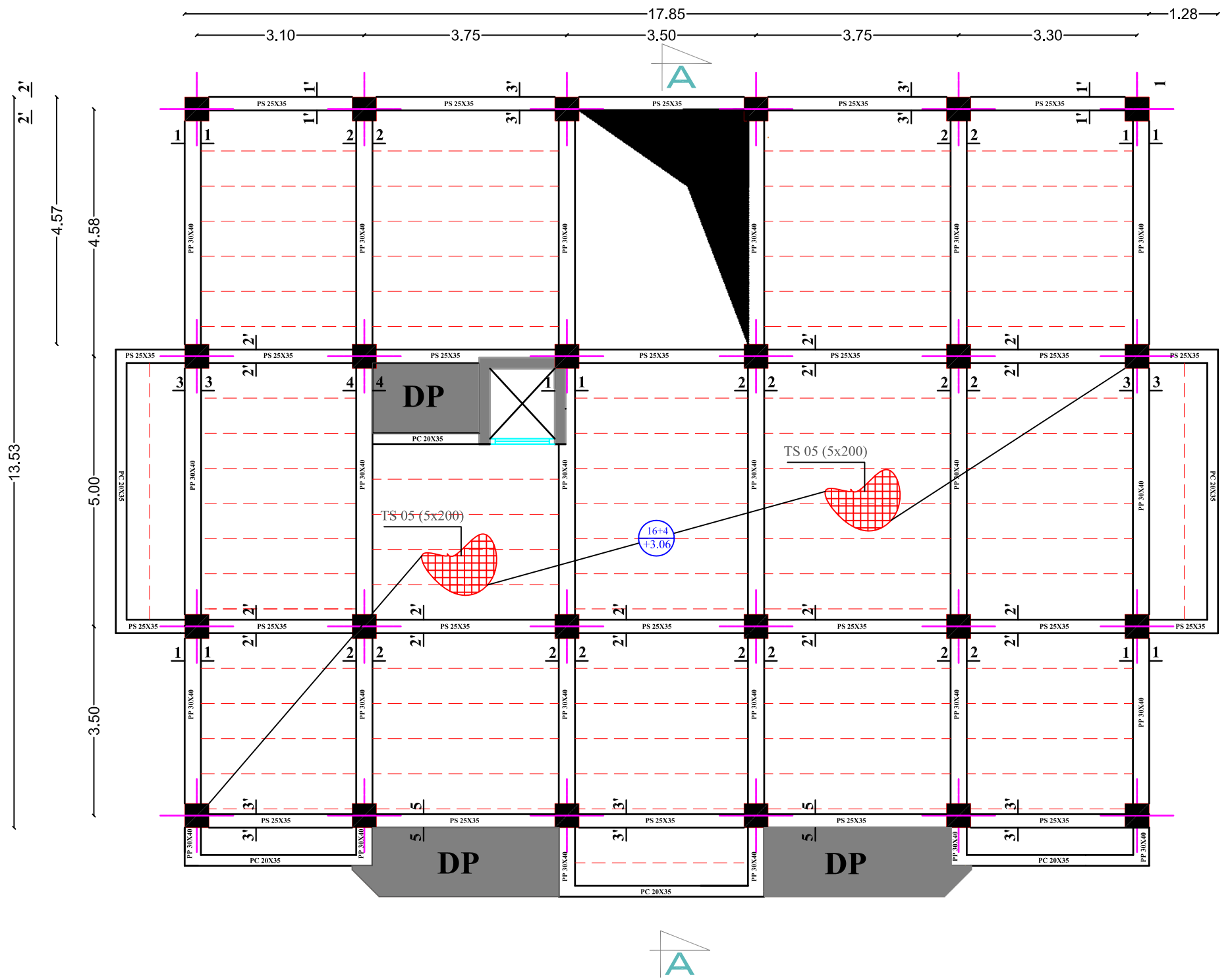
DISPOSITION DES VOILES

Présenté par:

Mr: HAMAD Hacene
 Mr: CHAIBET Djamel

Encadré par:

Mr: CHARCHAR



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

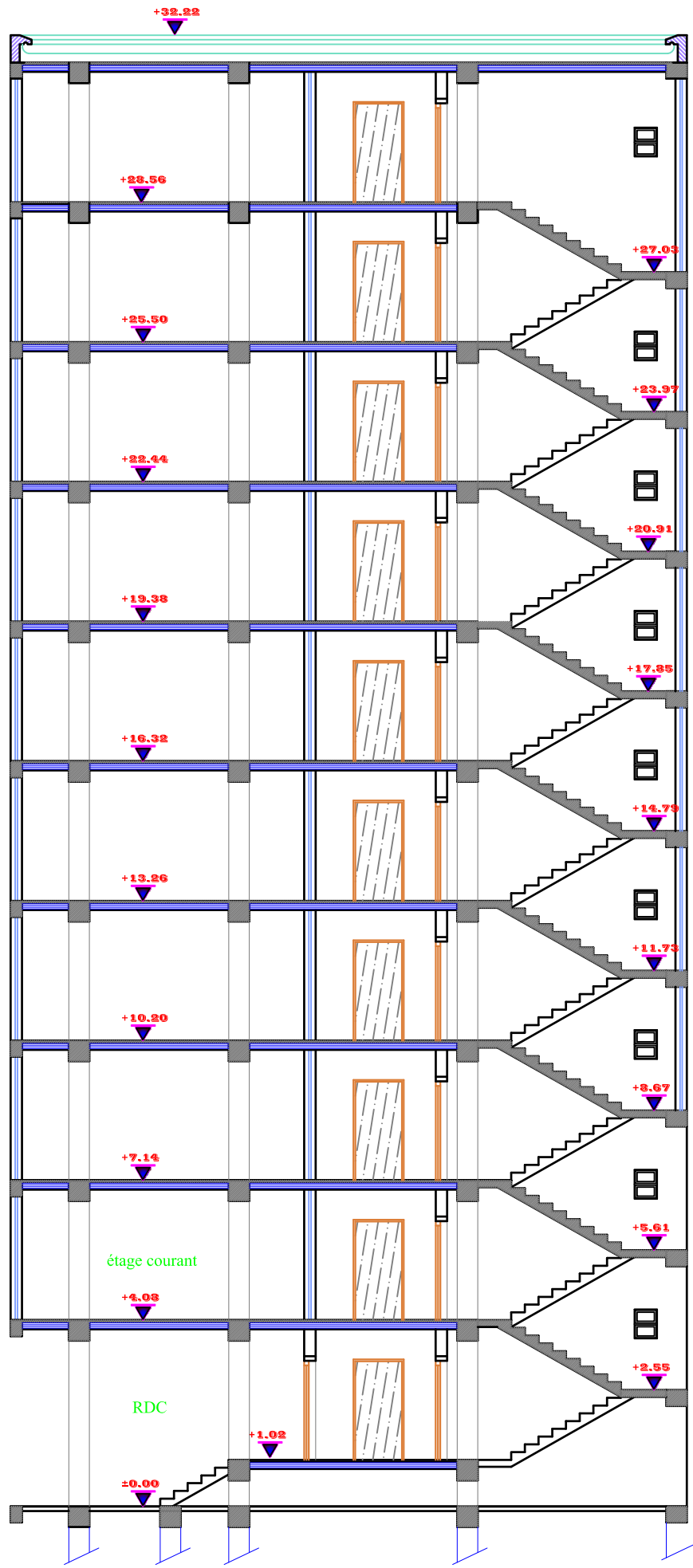
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHER

Présenté par:

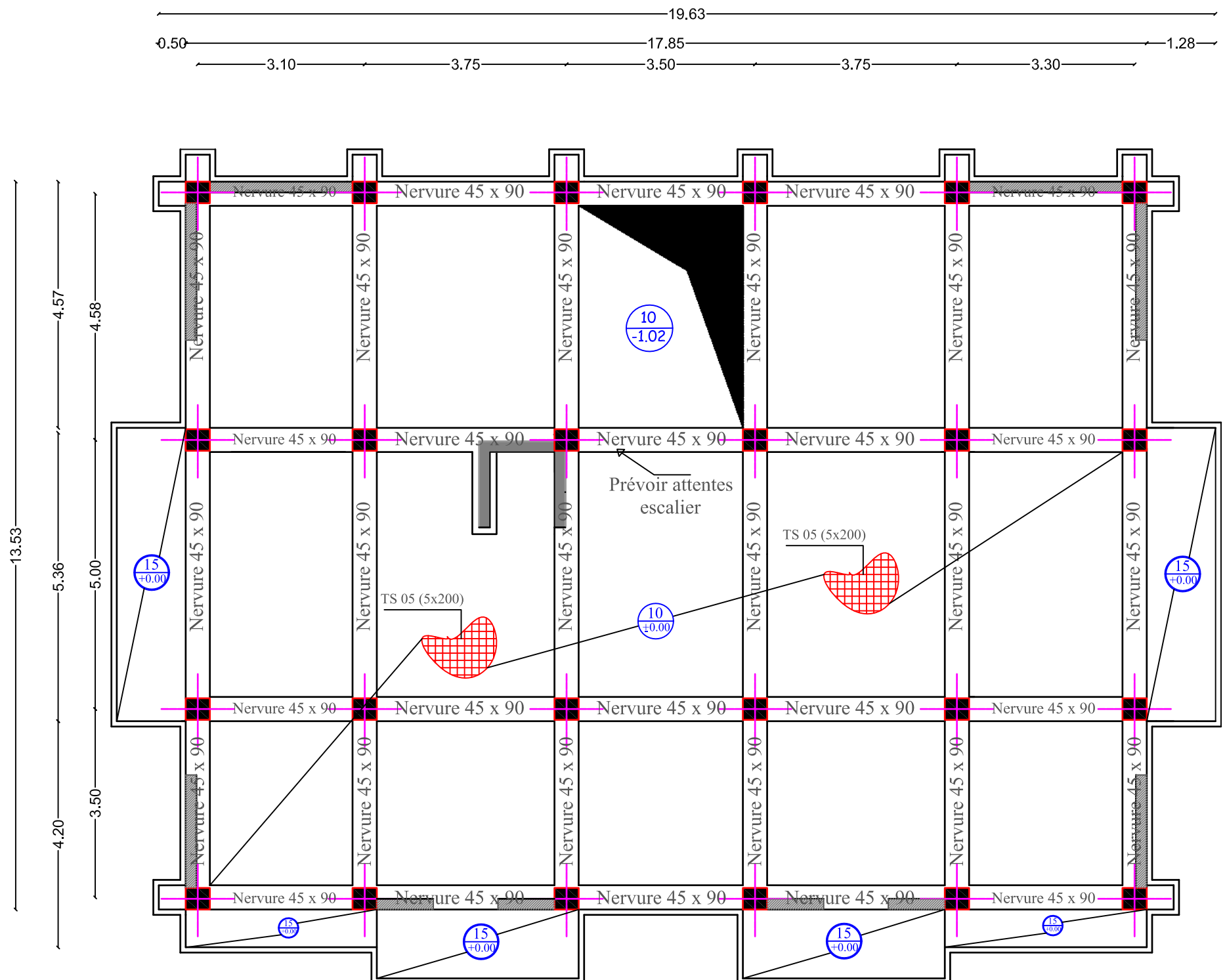
Mr: HAMAD Hacene
 Mr: CHAIBET Djamel

Encadré par:

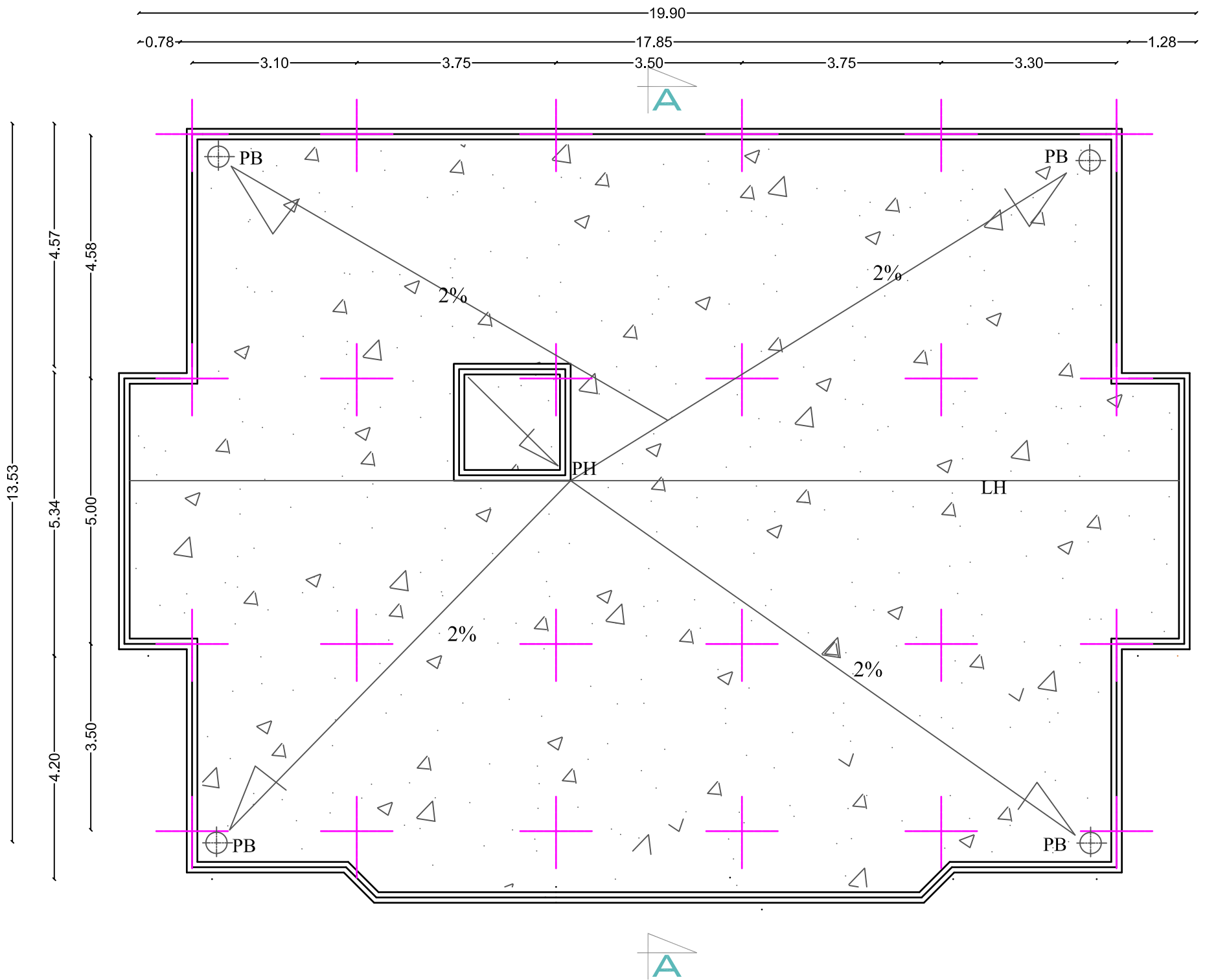
Mr: CHARCHAR



COUPE A-A



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction Département de Génie Civil	
COFFRAGE FONDATION	
Présenté par:	Mr: HAMAD Hacene Mr: CHAIBET Djamel
Encadré par:	Mr: CHARCHAR



PLAN DE TERRASSE 1/100

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

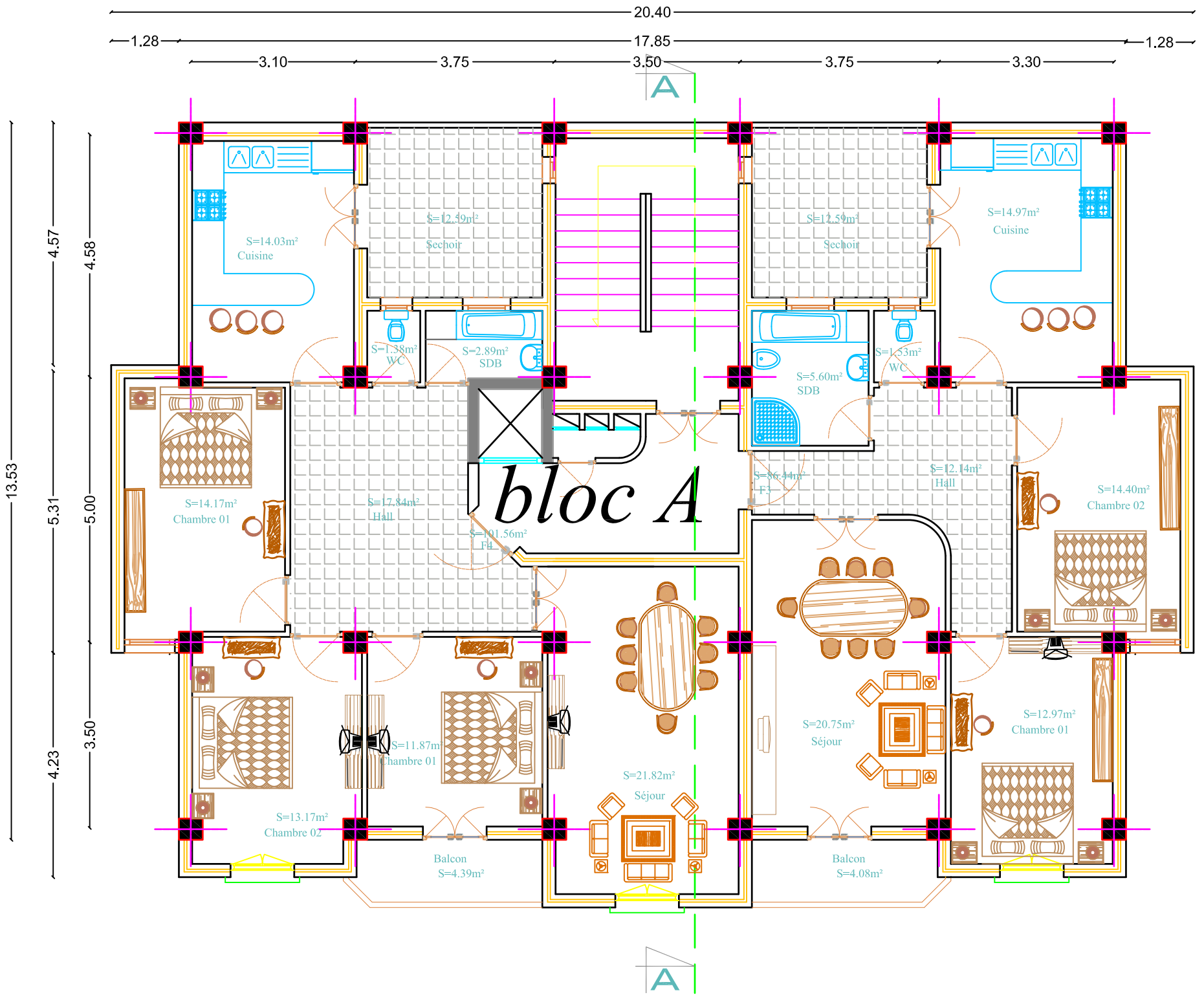
PLAN DE TERRASSE

Présenté par:

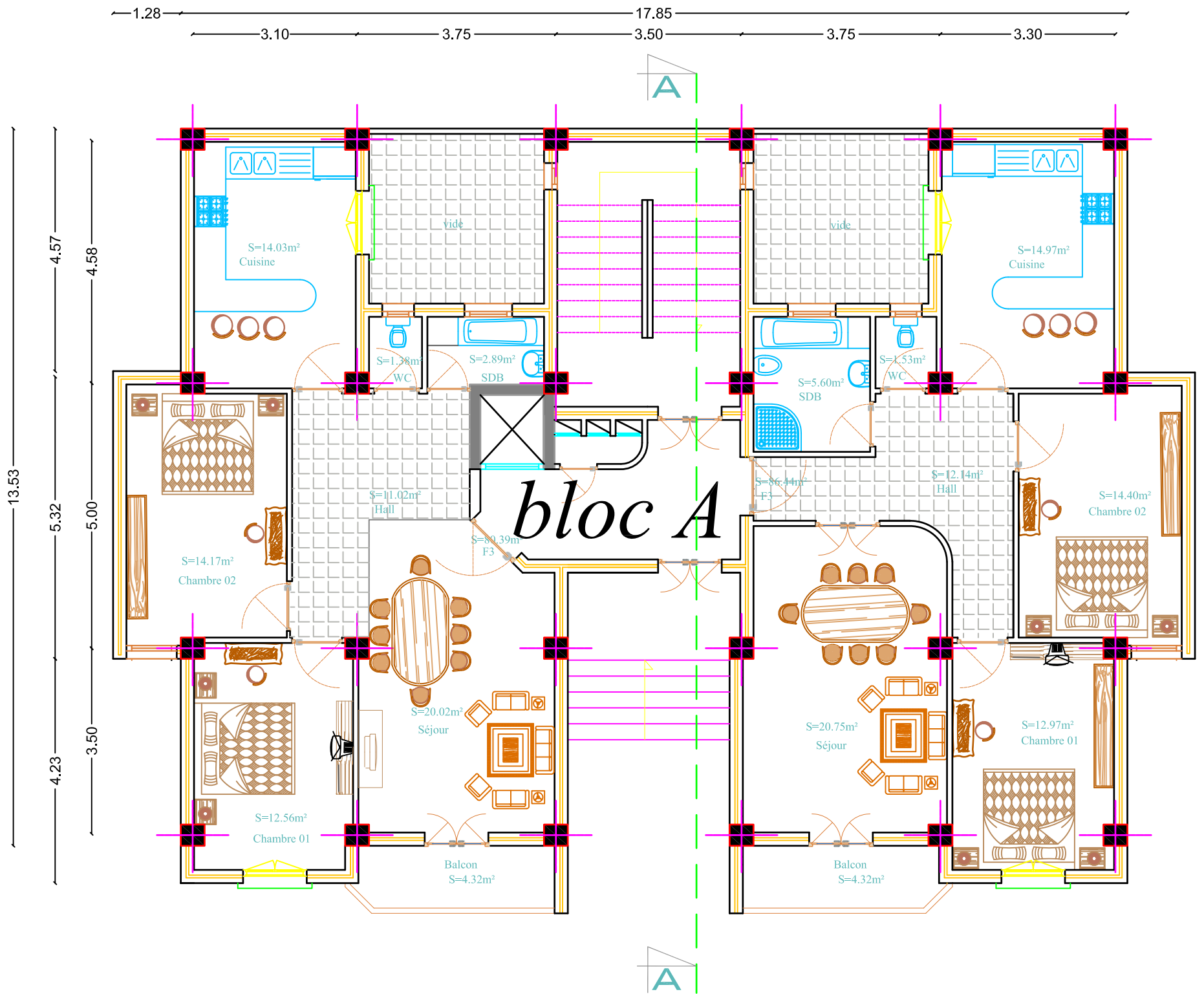
Mr: HAMAD Hacene
 Mr: CHAIBET Djamel

Encadré par:

Mr: CHARCHAR



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Genie de la Construction Département de Génie Civil	
PLAN D'ETAGE COURANT	
Présenté par:	Mr: HAMAD Hacene Mr: CHAIBET Djamel
Encadré par:	Mr: CHARCHAR



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

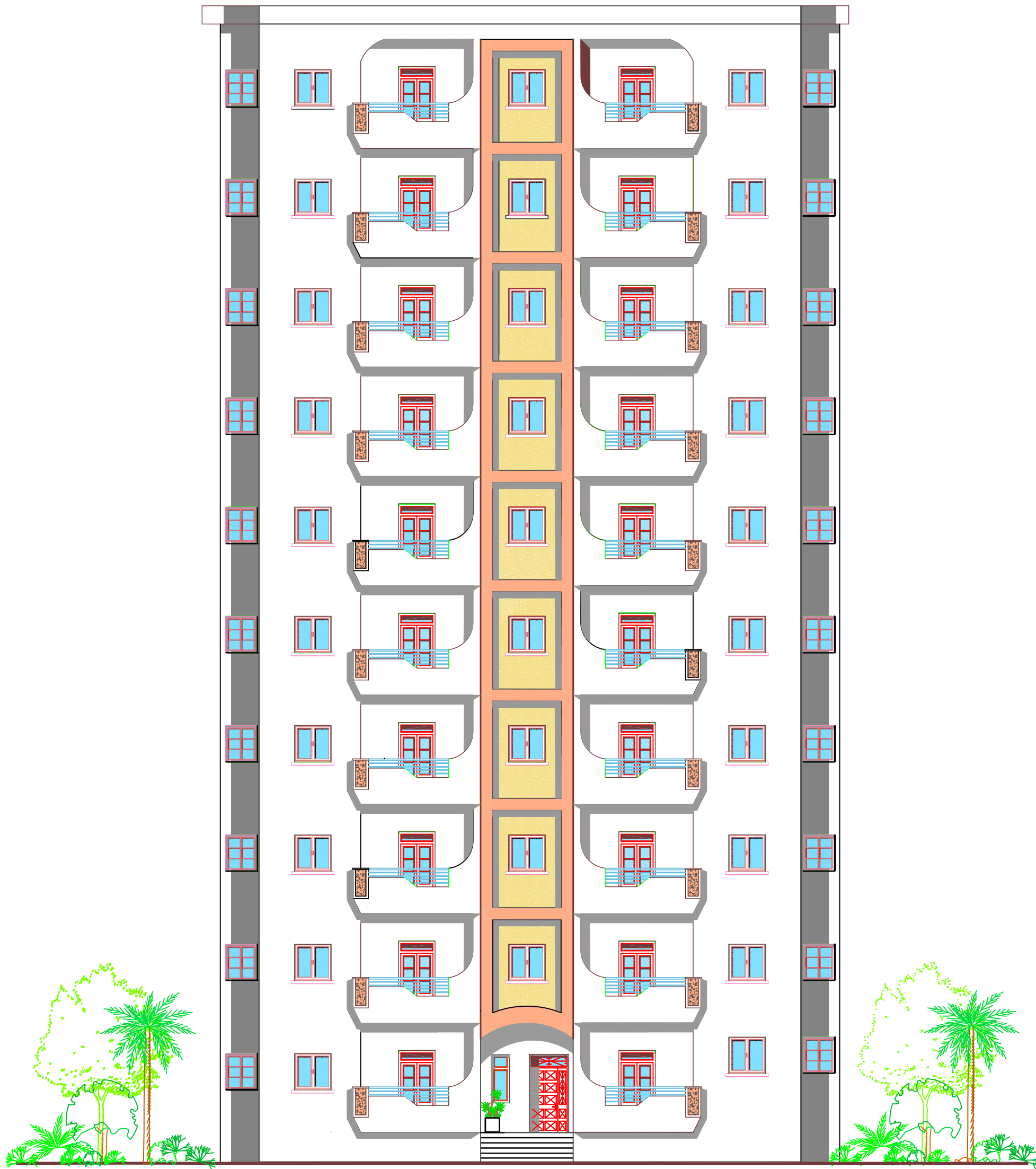
PLAN RDC

Présenté par:

Mr: HAMAD Hacene
 Mr: CHAIBET Djamel

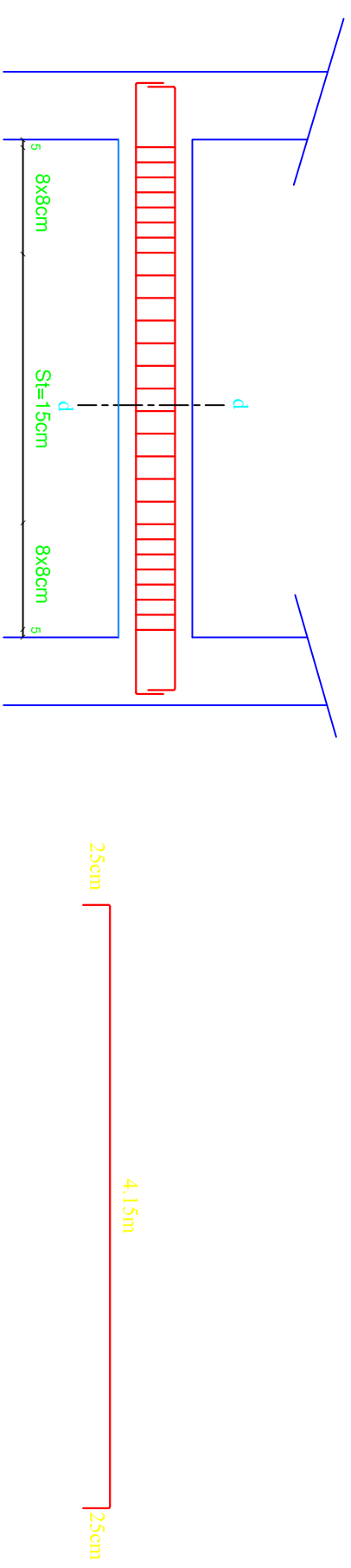
Encadré par:

Mr: CHARCHAR

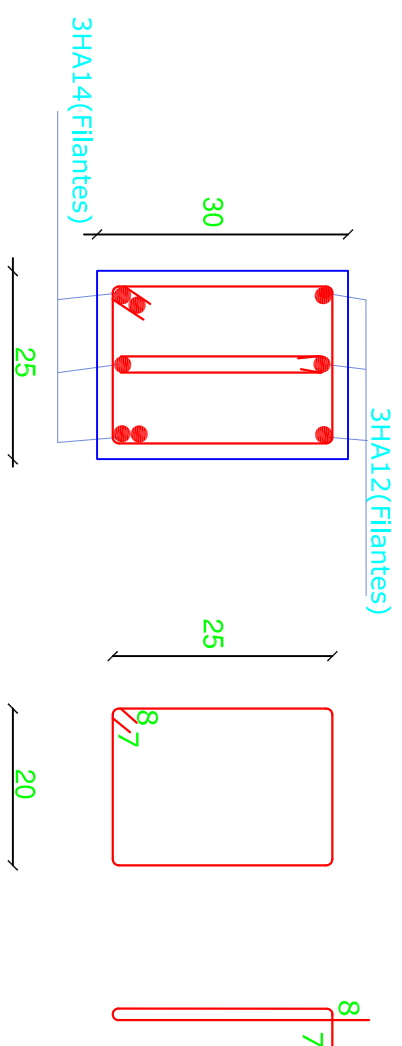


- FACADE PRINCIPALE -

—COFFRAGE FERRAILLAGE DES P.PALIERES, PC—

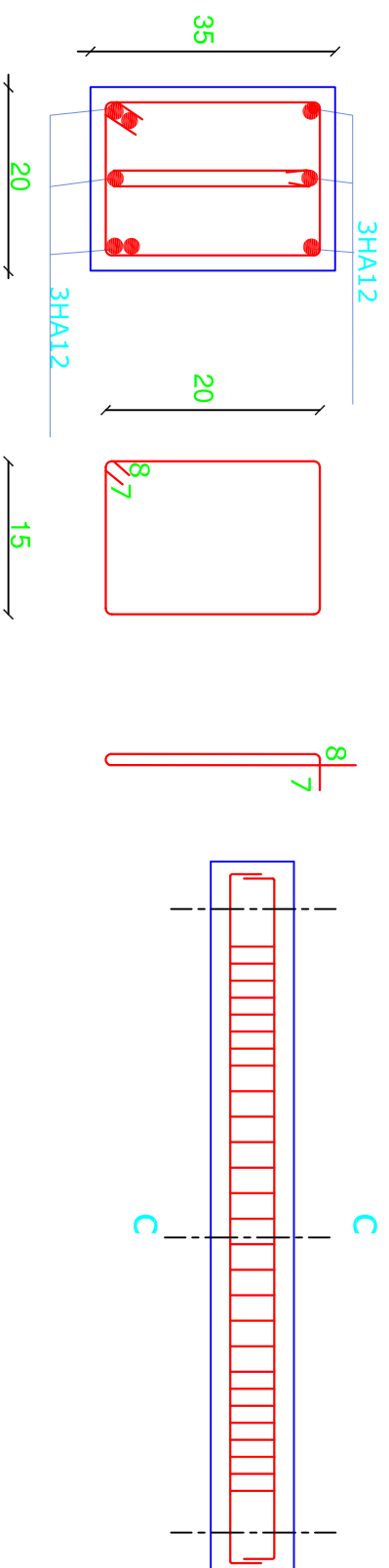


Coupe d-d



Coupe c-c

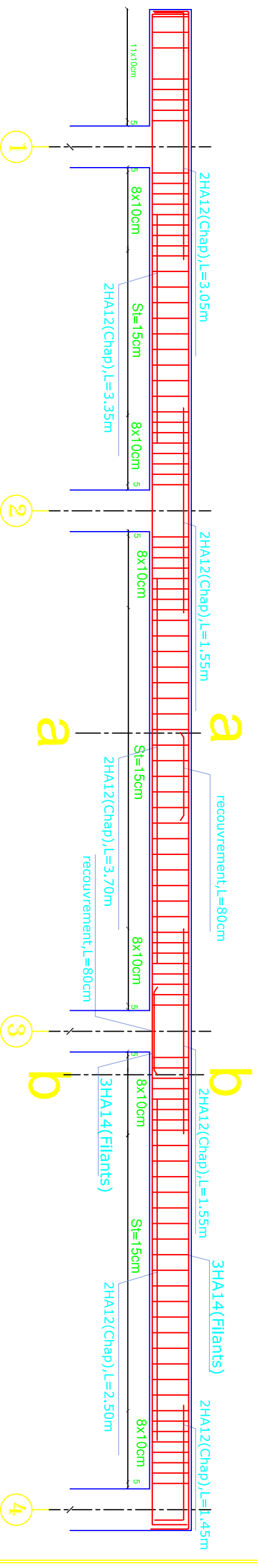
FERRAILLAGE POUTRE DE CHAINAGE



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil			
Proposé par:	BET MEBARKI	Septembre 2013	
Présenté par:	Mr HAMMAD Hacene Mr CHAIBET Djamel		Plan de ferrailage des PC ET PAILLAGE
Encadré par:	Mr: CHARCHAR	Echelle: 1/100	

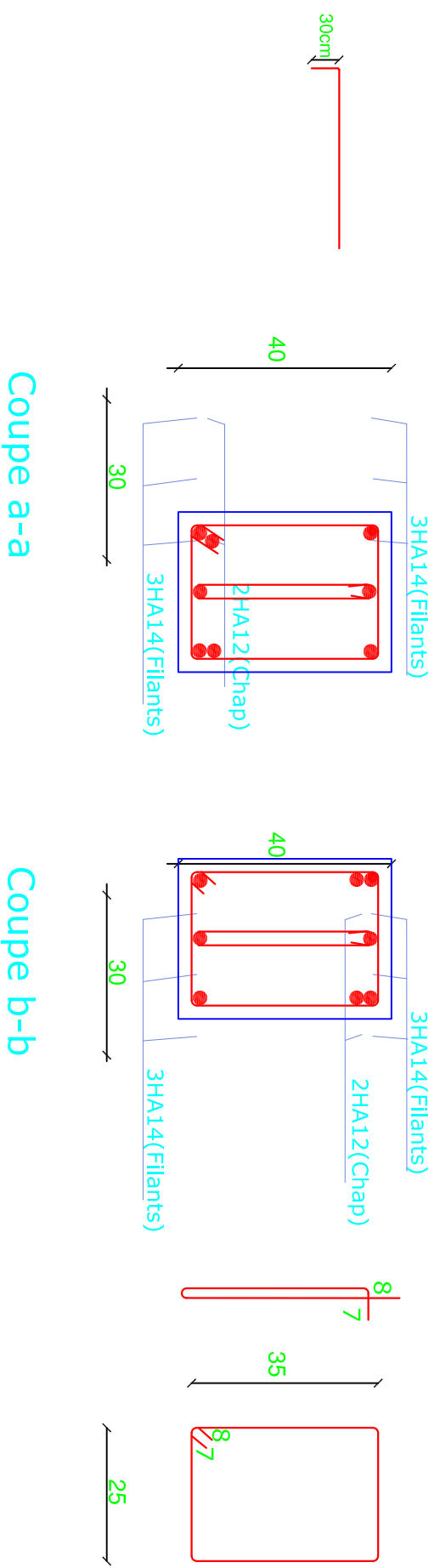
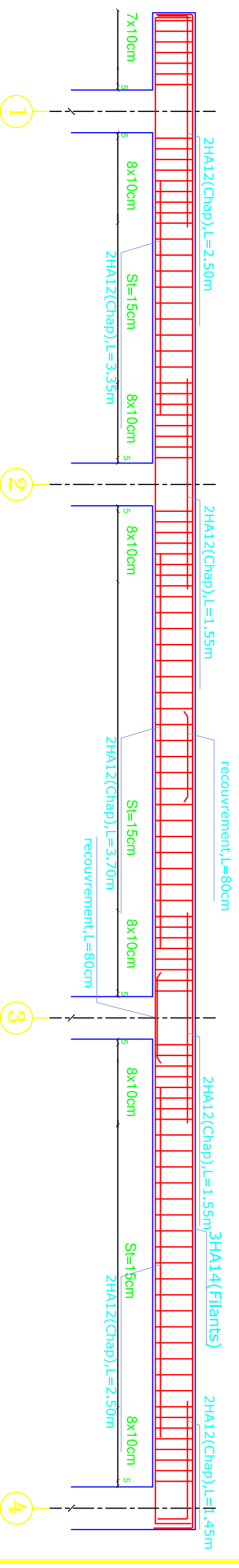
-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES- (30X40)

-FILLES C.D. AXES 1.2.3.4 (NIVEAUX 1.2.3.4.5.6.7.8.9.et 10) -



-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES- (30X40)

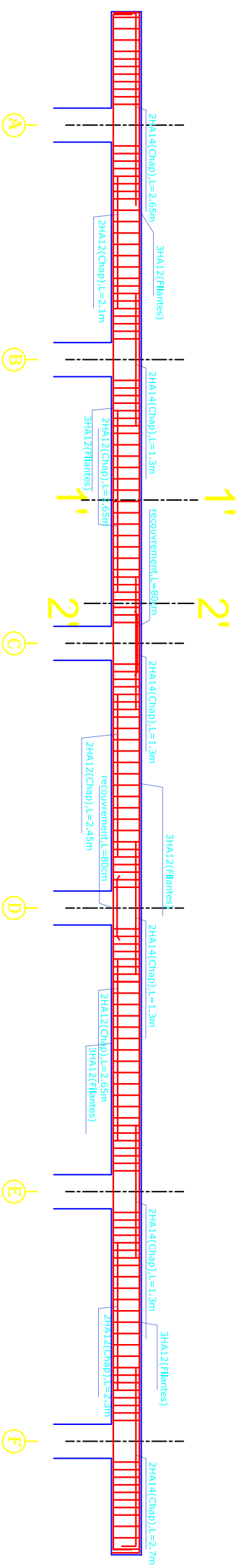
-FILLES A.B.E.F. AXES 1.2.3.4 (NIVEAUX 1.2.3.4.5.6.7.8.9.et 10) -



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil

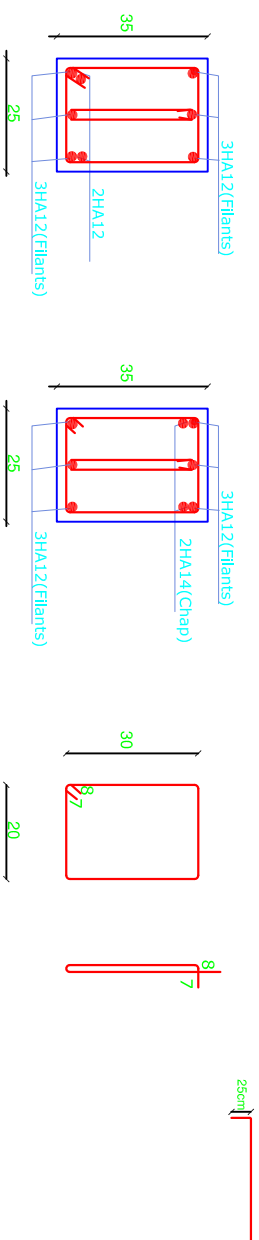
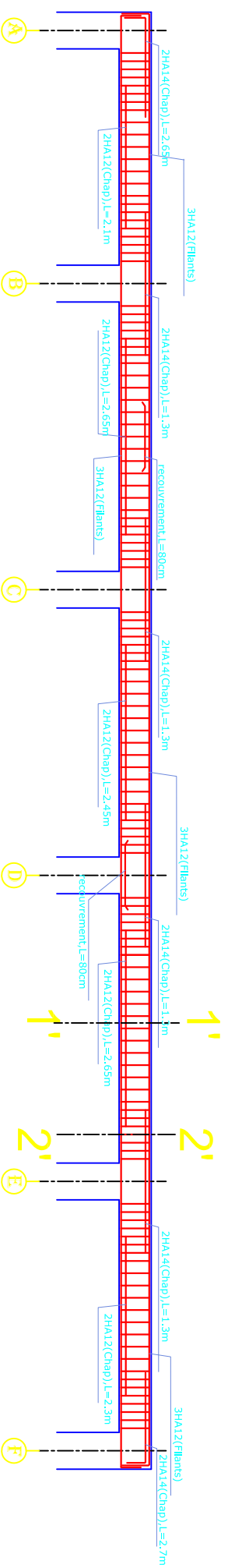
Proposé par:	BET MEBARKI	Septembre 2013
Présenté par:	Mr HAMMAD Hacene Mr CHAIBET Djamel	Plan: -ferraillage des PP-
Encadré par:	Mr: CHARCHAR	Echelle: 1/100

**-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES-
(25x35)
-FILLES 2.3 (NIVEAUX 10) -**



**-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES-
(25x35)**

-FILLES 1.4 (NIVEAUX 10) -



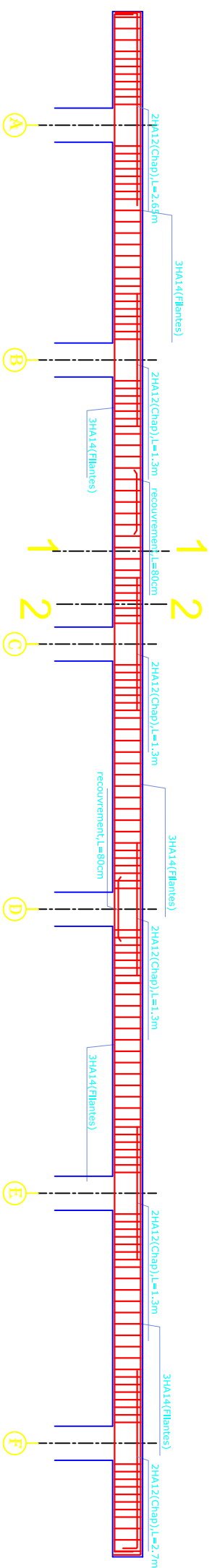
Coupe 1'-1'

Coupe 2'-2'

UNIVERSITE MOULOUZOU MAAMBA DE TIZI-OUZOU	
Faculté d'Ingenierie de la Construction	
Département de Génie Civil	
Proposé par:	BET MEBAKRI
Présenté par:	Mr HAMAD Hacene Mr CLAMBERT Djamel
Encadré par:	Mr. CHARCIAR
	Septembre 2013
	Plan: ferrillage des poutres
	Echelle: 1/100

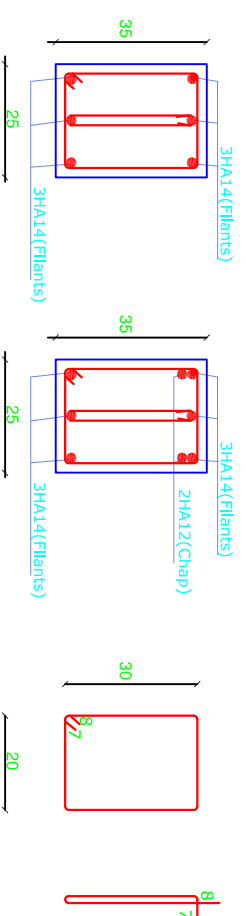
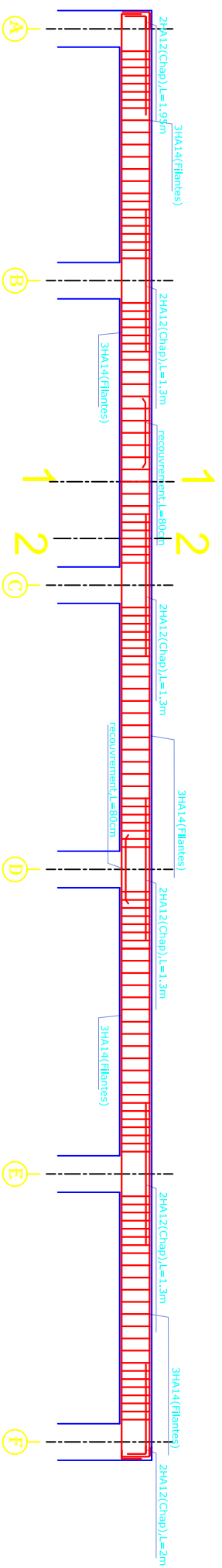
**-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES-
(25x35)**

-FILLES 2.3 (NIVEAUX 1.2.3.4.5.6.7.8.9) -



**-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES-
(25x35)**

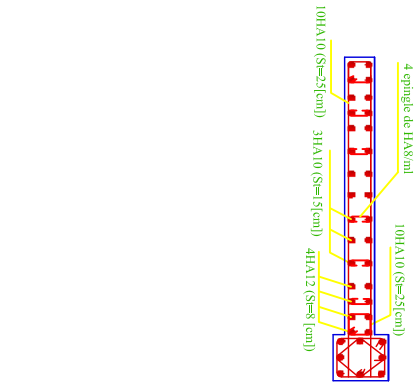
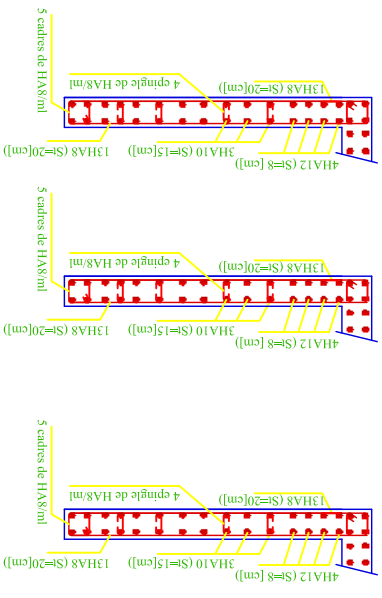
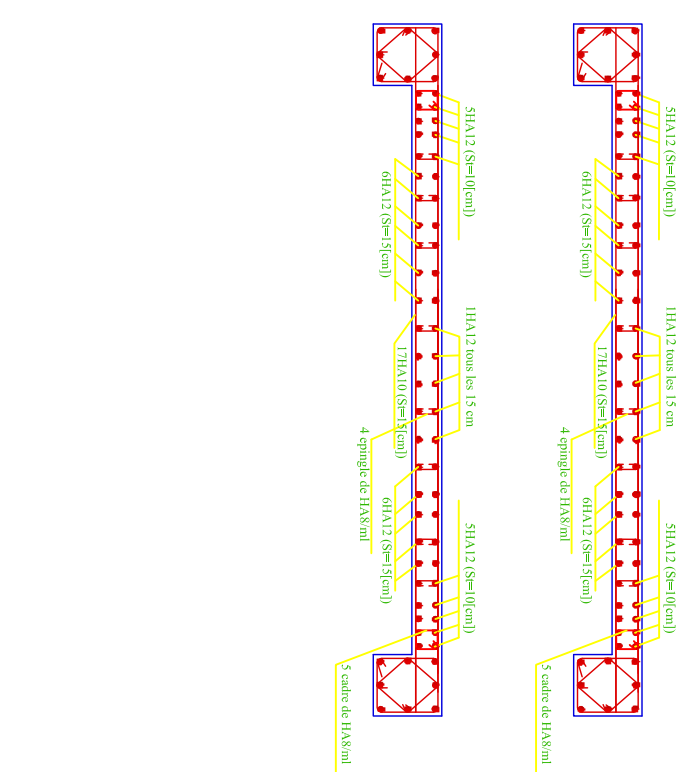
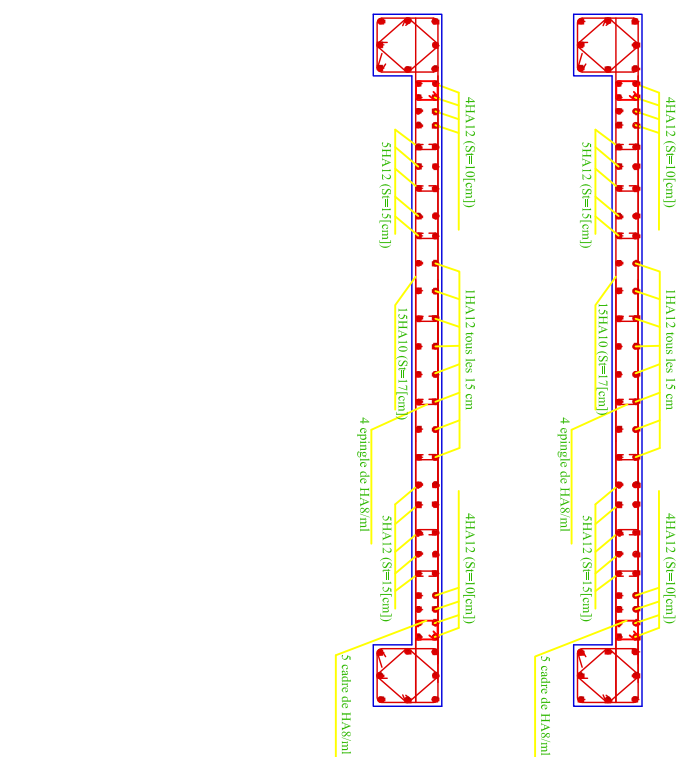
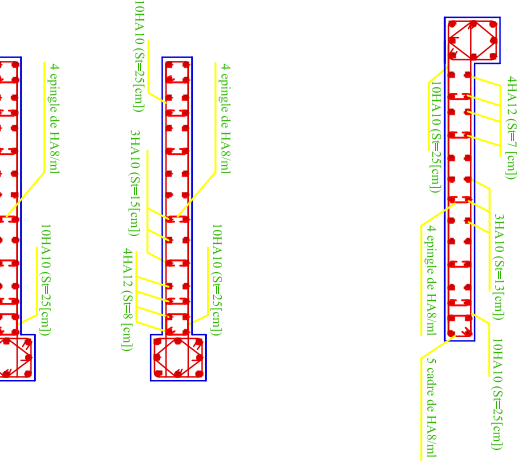
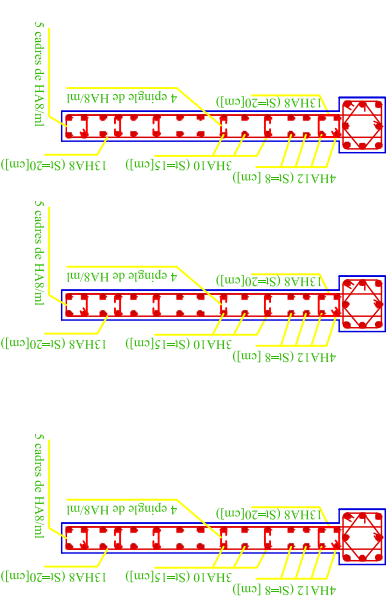
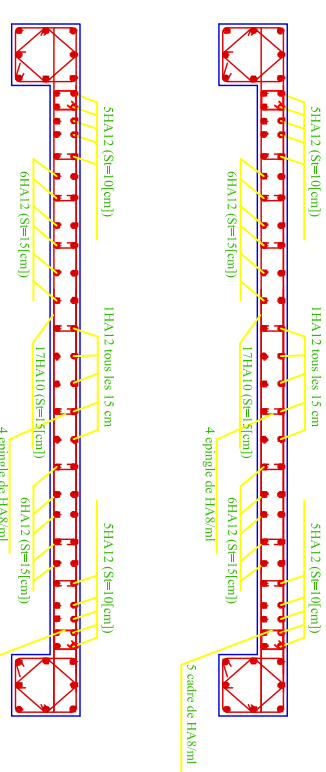
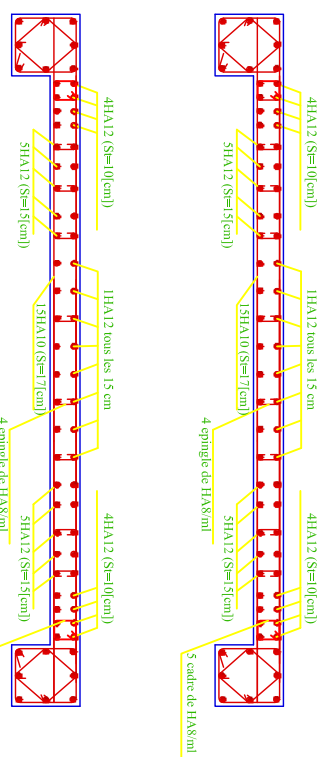
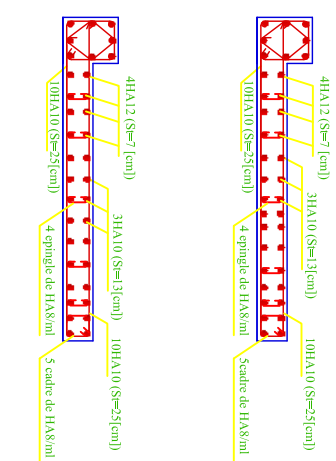
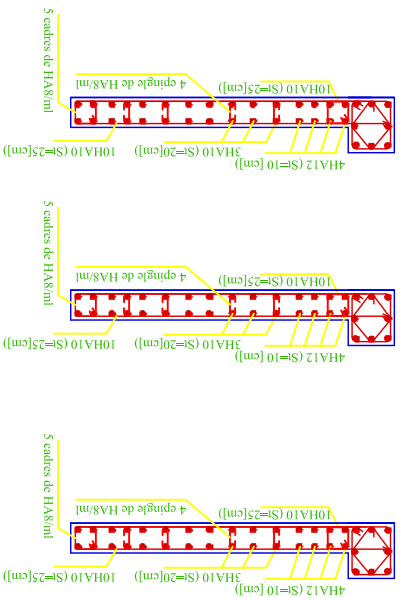
-FILLES 1.4 (NIVEAUX 1.2.3.4.5.6.7.8.9) -

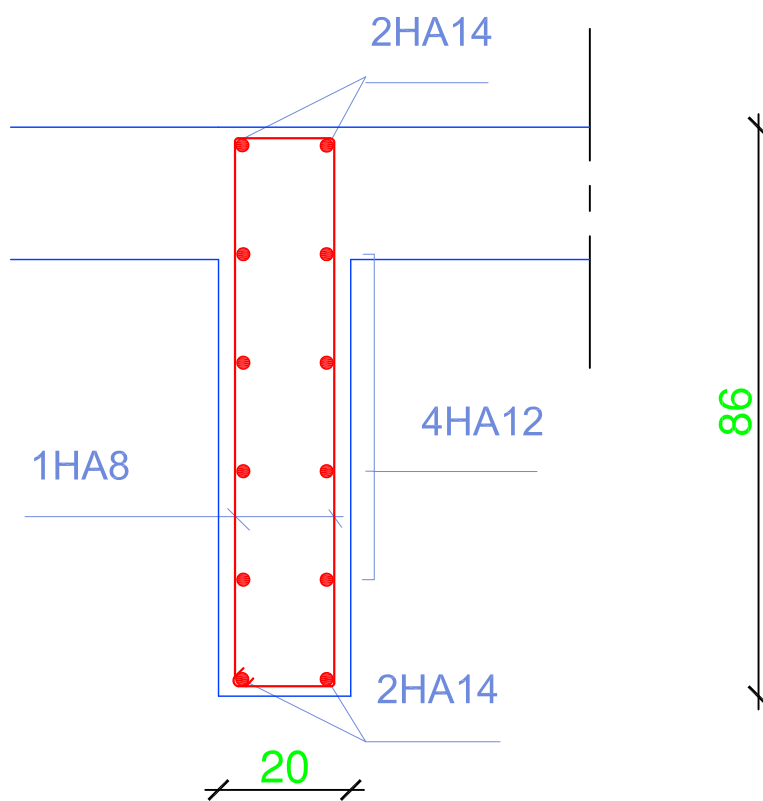
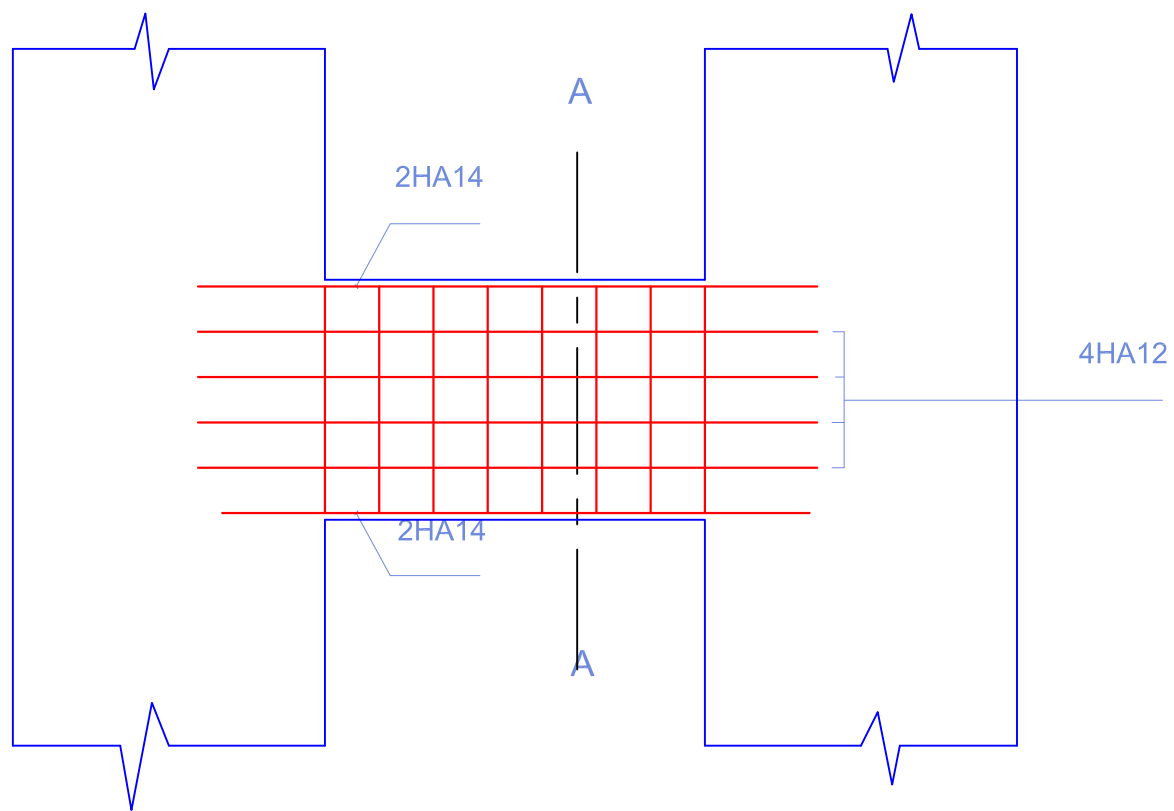


Coupe 1-1

Coupe 2-2

UNIVERSITE MOU OUD MAAMER DE TIZI-OUZOU	
Faculté d'Ingenierie de la Construction	
Département de Génie Civil	
Proposé par:	BET MEBAEKI
Septembre 2013	
Présenté par:	Mr HAMAD Hacene
Mr CLAMBERT Djamel	Plan d'arrangement des fils
Encadré par:	Mr. CHARCHAR
Echelle:	1/100



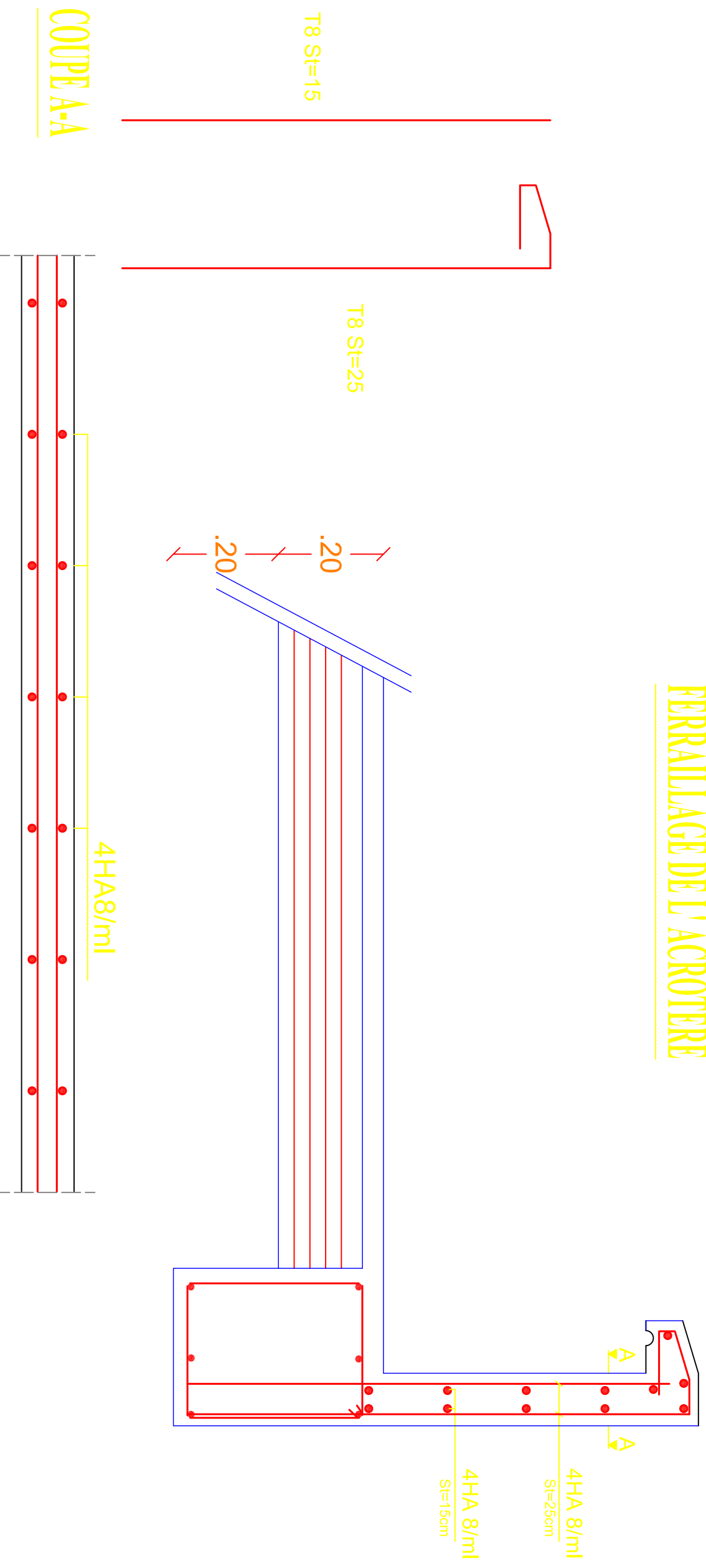


Coupe A-A

-COFFRAGE FERRAILLAGE DES LINTEAUX-

Proposé par:	BET: MEBARKI	Septembre 2013
Présenté par:	Mr HAMAD Hacene Mr CHAIBET Djamel	
Encadré par:	Mr CHARCHAR.	Echelle: 1/100

FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE



COUPE A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Proposé par:

Septembre 2013

Présenté par:

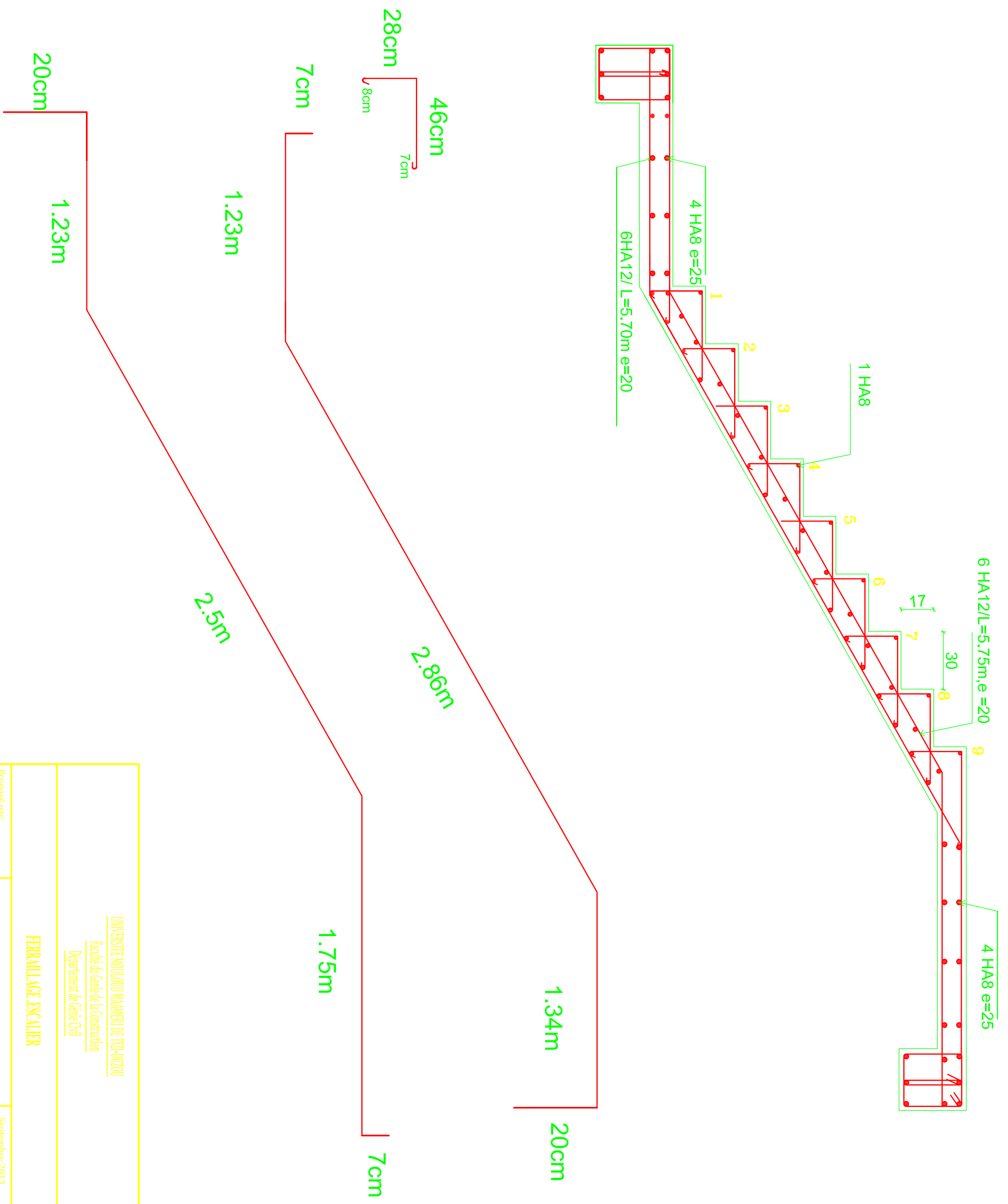
Mr HAMAD Hacene
Mr CHAIBET Djamel

Plan: -Acrotère-

Encadré par:

Mr: CHARCHAR

Echelle:



UNIVERSITE MOULOUD MAAMER DE TIZ-OUZOU

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil

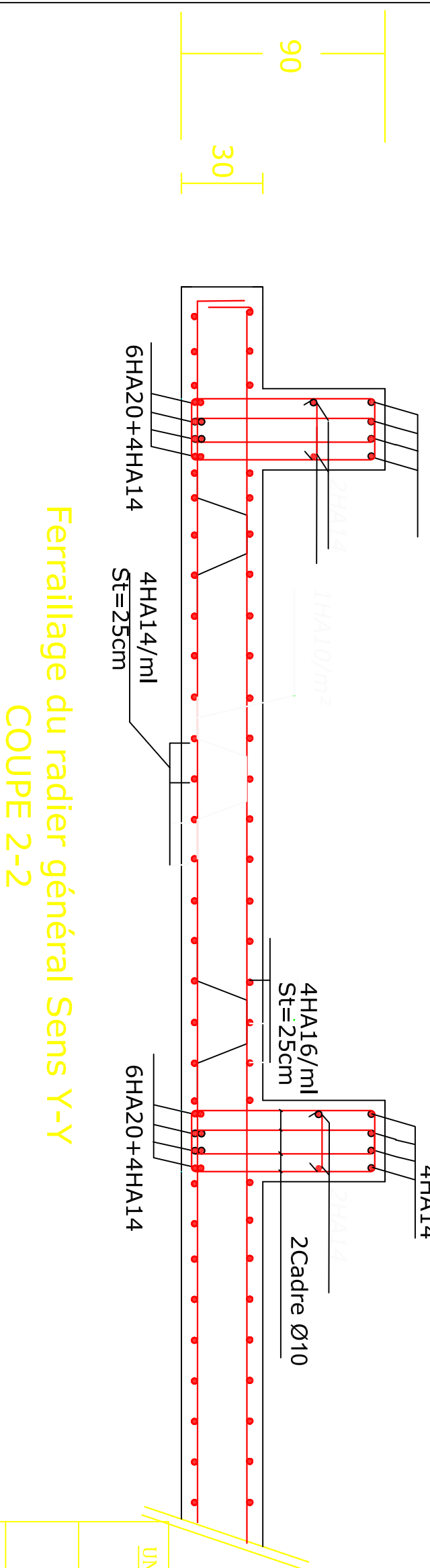
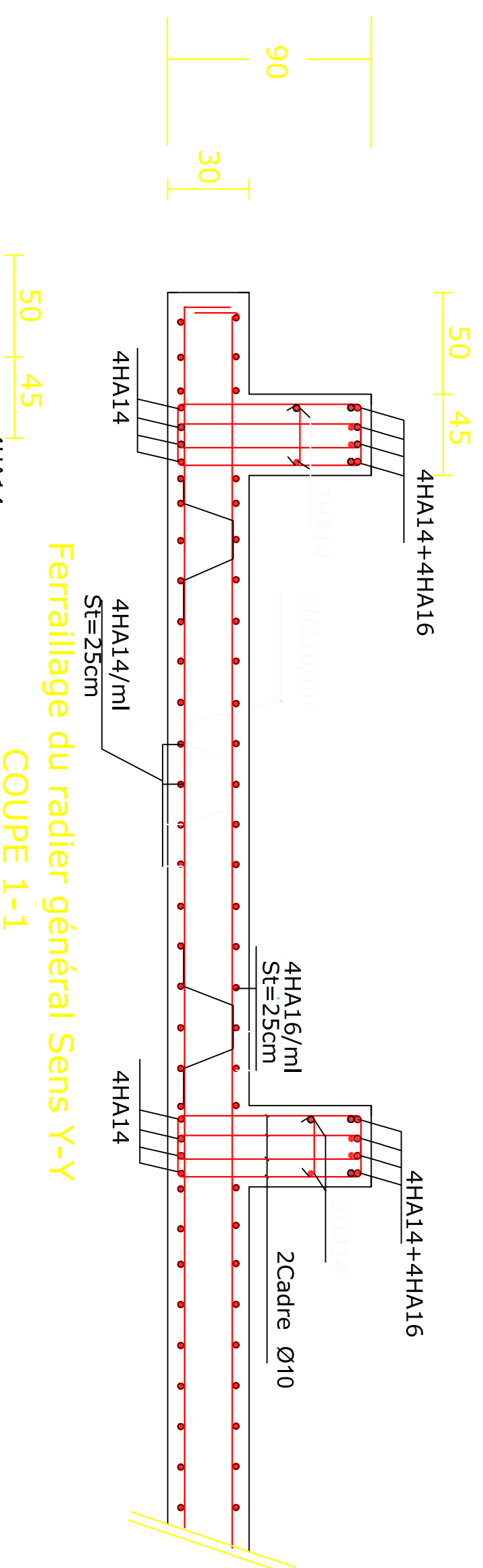
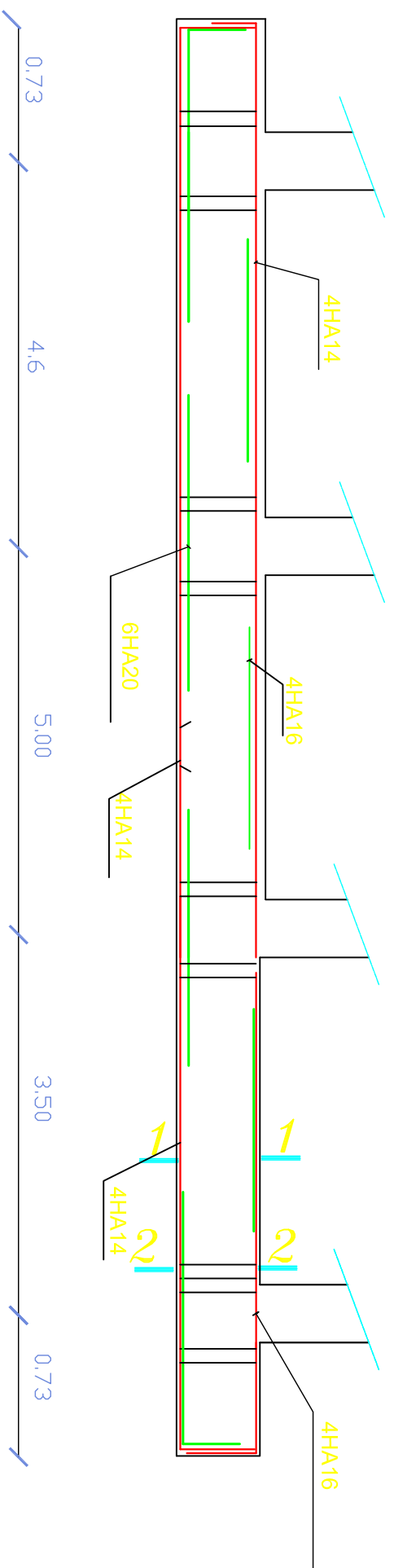
FERRAILLAGE ESCALIER

Proposé par: _____ Septembre 2013

Présenté par: **Mr : HAMAD Hacene**
Mr : CHAIBET Djamel

Encadré par: **Mr: CHARCIAR**

FERRAILLAGE NERVURE DIM (45 X 90) sens transversale



UNIVERSITE MOULOUUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du Genie de la Construction

Département de Génie Civil

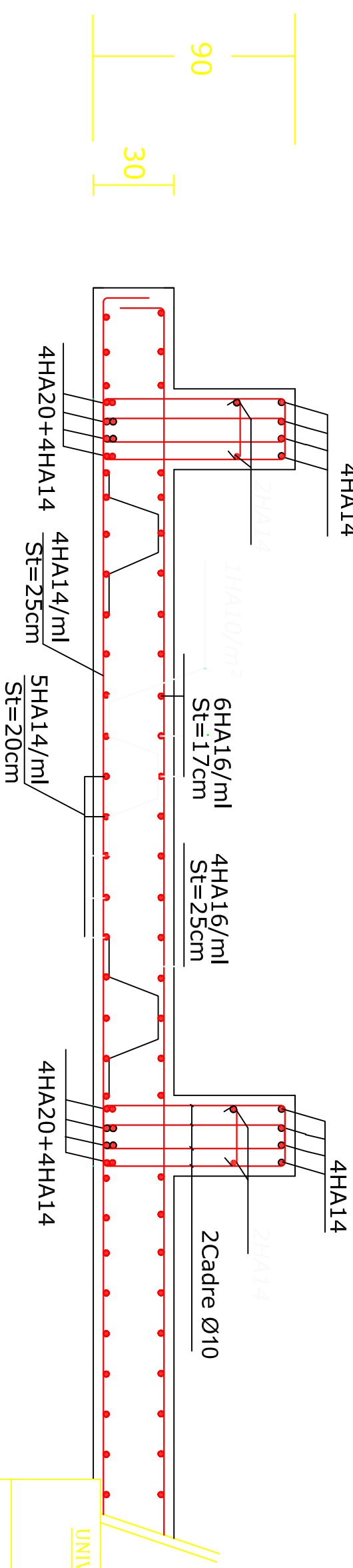
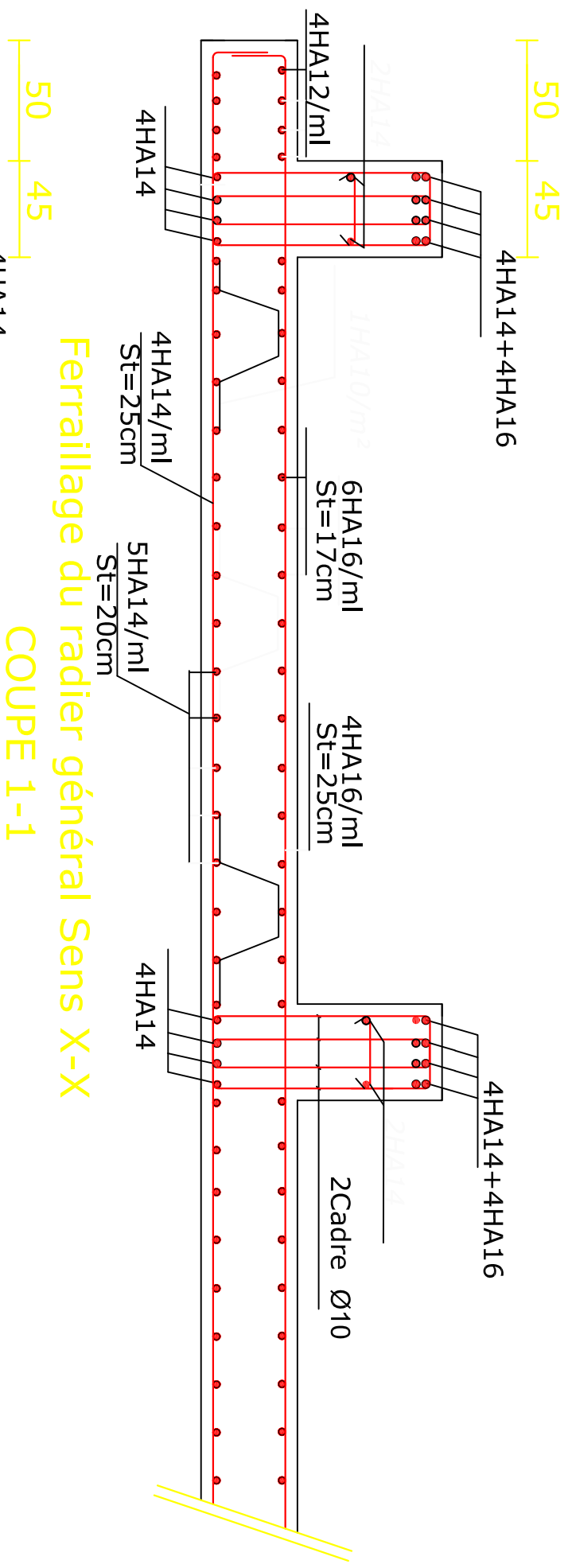
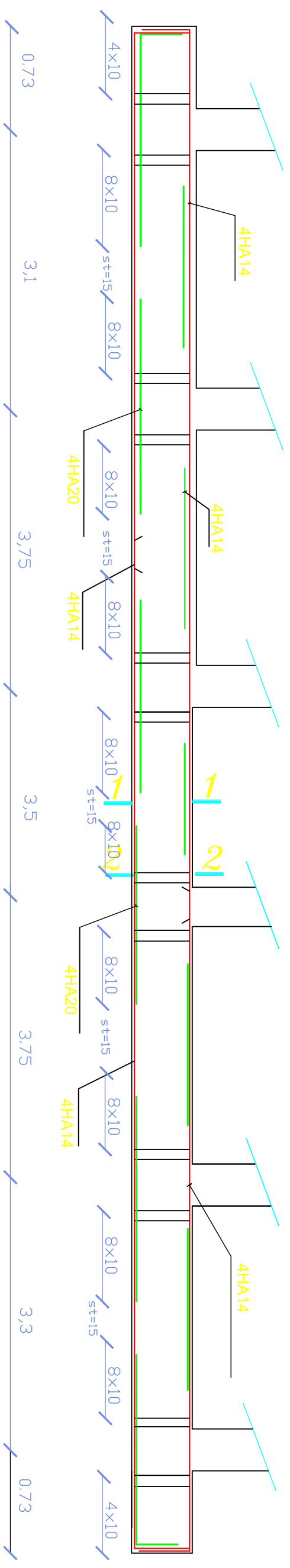
Ferrailage du radier général

Présenté par: Mr.:HAMAD Hacene

Mer.:CHAIBET Djamel

Encadré par: Mr.: CHARCHAR

FERRAILLAGE NERVURE DIM (45 X 90) sens longitudinale



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

Ferrailage du radier général

Présenté par:	Mr.:HAMAD Hacene Mer.:CHAIBET Djamel
Encadré par:	Mr.: CHARCHAR