

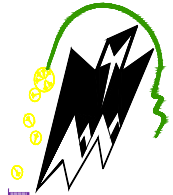
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

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

Option : construction civil et industriel.



THEME

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+08) contreventé par voiles avec l'application de l'ETABS



Réalisé par :

M^r : HADDADOU MANSOUR

M^r : MOUMOU RACHID

Dirigé par :

M^{me} IDRES.S

Année 2013/2014

Remerciements

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

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



Dédicaces

Je dédie ce travail à :

- + Mes chers parents, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.
- + mon frère Mustapha.
- + Mes deux sœurs, Malika et cilia.
- + Mon binôme Mansour et toute sa famille.

RACHID



Dédicaces

Je dédie ce travail à :

+ Mes chers parents, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

+ Mon binôme Rachid et toute sa famille.

MANSOUR

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE	: présentation de l'ouvrage.....	1
CHAPITRE	: pré dimensionnement des éléments	8
CHAPITRE	: calculs des éléments	
III. 1.	Acrotère.....	20
III. 2.	Planchers.....	26
III. 3.	poutre palière.....	43
III. 4.	Escaliers.....	50
III. 5.	Balcon.....	63
III. 6.	salle machine.....	68
CHAPITRE	: présentation de logiciel.....	75
CHAPITRE	: vérification de RPA.....	96
CHAPITRE	: ferrailage des poteaux	103
CHAPITRE	: ferrailage des poutres.....	114
CHAPITRE	: ferrailage des voiles	128
CHAPITRE	: infrastructure	147
CONCLUSION GENERAL		
BIBLIOGRAPHIES		

INTRODUCTION GENERALE

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

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

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

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

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

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

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

PRINCIPALES NOTATIONS UTILISEES

A : coefficient d'accélération de zone
Aa : section d'armature en appui
A_l : section d'armature longitudinale
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements
Ar : section d'armature de répartition
A_{ser} : section d'armature d'état limite de service
At : section d'armature de travée ou transversale
A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance
Ax : section d'armature du sens x-x
Ay : section d'armature du sens y-y
A' : section d'armature comprimée
A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
Br : section réduite du béton
Cp : facteur de force horizontale
Cs : coefficient de sécurité
Cr : charge de rupture
Crn : charge de rupture minimale nécessaire
D : coefficient d'amplification dynamique
E : module de déformation longitudinale
E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée
E_{iv} : module de déformation longitudinale différée
G : action permanente
H : hauteur
HA : armature à haute adhérence
I : moment d'inertie
I_f : moment d'inertie fictif
J : action permanente avant mise en place des cloisons
L : longueur
L_e : longueur en élévation
L_n : entre axe des nervures
L_p : longueur en plan
M : moment fléchissant
M_a : moment fléchissant en appui
M_c : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
M_d : moment fléchissant de la droite
M_e : masse du câble ; moment au centre de la section
M_f : moment fléchissant totale
M_g : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps
M_j : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
M_l : masse linéaire
M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service
M_t : moment fléchissant de travée

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
 M_w : moment fléchissant de la gauche
 M_x : moment fléchissant du sens x-x
 M_y : moment fléchissant du sens y-y
 M_0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
 M_1 : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
 M_2 : coefficient de Pigeaud
 M_{22} : moment suivant le sens 2-2
 M_{33} : moment suivant le sens 3-3
 N : effort normal
 N_e : effort normal au centre de la section
 N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales
 N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires
 N_{ser} : effort normal d'état limite de service
 N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance
 P : poids propre ; périmètre
 P_r : poids propre du radier
 Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
 R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
 S : surface
 S_r : surface du radier
 T : effort tranchant
 T_x : période fondamentale dans le sens x-x
 T_y : période fondamentale dans le sens y-y
 U_c : périmètre du contour
 V : action sismique ; effort horizontal
 V_t : effort sismique à la base de la structure
 W : poids total de la structure
 W_p : poids de l'élément en considération.
 a : longueur ; distance ; dimension
 b : largeur
 b_0 : largeur de la nervure
 b_1 : largeur de poteau
 c : enrobage
 d : hauteur utile ;
 e : excentricité ; espacement
 e_a : excentricité additionnelle
 f : flèche
 f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
 f_e : limite élastique d'acier
 f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
 g : giron de la marche
 h : hauteur
 h_c : hauteur du corps creux
 h_d : hauteur de la dalle
 h_e : hauteur libre
 h_{moy} : hauteur moyenne
 h_t : hauteur totale
 h' : hauteur de la zone nodale
 h_1 : hauteur du poteau

i : rayon de giration
 j : nombre des jours
 l : longueur ; distance
 l_f : longueur de flambement
 l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
 l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
 l' : longueur de la zone nodale
 l_0 : longueur libre
 q_b : charge linéaire induite par les marches
 q_{eq} : charge linéaire équivalente
 q_l : charge linéaire
 q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service
 q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
 q_P : charge linéaire du palier
 s : espacement
 t : espacement ; période
 x : abscisse
 y : ordonnée
 y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
 α : Angle, coefficient sans dimension
 γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
 β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
 ε : Coefficient de réponse
 η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
 θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
 λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
 μ : Moment réduit
 ν : Coefficient de poisson
 ρ : Rapport de deux dimensions
 σ : contrainte de béton ou d'acier
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
 ψ : Coefficient de pondération
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique
 δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement
 Σ : Sommation
 ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Introduction : Suite aux dommages constatés sur les bâtiments lors du séisme du 21 mai 2003 et après les modifications apportées au RPA (version 2003), les structures mixtes (voiles-portiques) sont de plus en plus adoptées par les constructeurs en Algérie. Le projet à étudier comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité (pas de glissement, pas de renversement, pas de tassement) de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un moindre cout.

I-1Présentation de l'ouvrage :

Le projet en question consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+08) à usage commercial et d'habitation à ossature mixte.

Ce dernier sera implanté dans la ville de Tizi Ouzou qui est classée par le règlement parasismique Algérien **le RPA99 addenda 2003** comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

Le bâtiment comporte :

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

I-2 Caractéristiques géométriques :

La longueur totale du bâtiment34,10 m.
La largeur total du bâtiment.....15,30 m.
La hauteur d'étage courant3, 06m.
La hauteur de RDC.....3,57 m.
La hauteur totale du bâtiment28,05m.
La hauteur de l'acrotère0,70m.
Contrainte admissible du sol $\sigma_s = 2,0$ bars.

I-3 Les élément de l'ouvrage :

- L'ossature :

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

- Planchers :

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

Leurs fonctions essentielles sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.

This page was created using **Nitro PDF** trial software.

To purchase, go to <http://www.nitropdf.com/>

- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.
- Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les balcons et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur), les autres planchers sont semi - préfabriqués en corps creux.

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

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

Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multicouche (3*36s) et forme de pente de 1,5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales vers les descentes.

- **Maçonnerie :**

L'épaisseur est de 30 cm pour les murs extérieurs, et en simple cloison de brique creuses de 10cm pour les murs de séparation intérieure.

- **Les revêtements :**

➤ Horizontal :

- carrelage en granito pour les planchers et les escaliers.

➤ Vertical (mural) :

- céramique (faïence) pour les salles d'eaux et cuisines.
- mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les sous plafonds.

- **Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage en bois pour les portiques (poteau, poutre).

- **Escaliers :**

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

- **Cage d'ascenseur :**

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

- **Les fondations :**

Par leur position et leur fonction stabilisatrice dans la structure, elles constituent une partie importante de l'ouvrage. C'est une liaison directe entre la structure et le sol. Elles assurent aussi la transmission des charges et surcharges au sol. Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

- **L'acrotère :**

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

- **Balcons :**

Les balcons seront réalisés en dalles pleine en béton armé.

I-4 Règlements utilisés :

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

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

I-5 Caractéristiques des matériaux :

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

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

➤ Le béton :

C'est un mélange de

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

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

A titre indicatif, pour 1m³ de béton :

- _ Granulats : Sable.....380 à 450 cm³ (Dg ≤ 5mm).
Gravillons (8/15 et 15/25)750 à 850 cm³ (Dg ≤ 25mm).
- _ Ciment : 300 à 400 Kg.
- _ Eau : 150 à 200 l.

La réalité pratique conduit vers le rapport

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

a) La résistance caractéristique à la compression

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

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

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

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

b) Résistance caractéristique à la traction :

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

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

c) Contrainte à la compression :

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

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

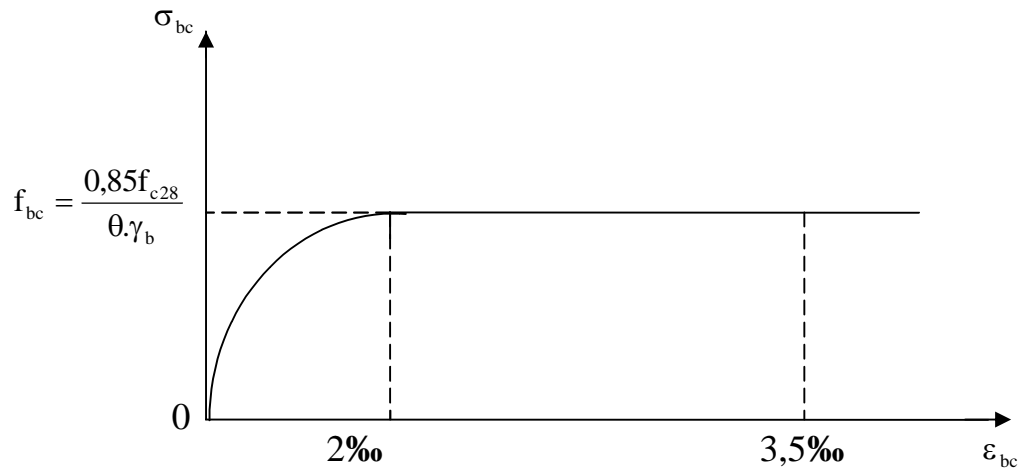
Avec : γ_b : Coefficient de sécurité ; $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle} \end{cases}$

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

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

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

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

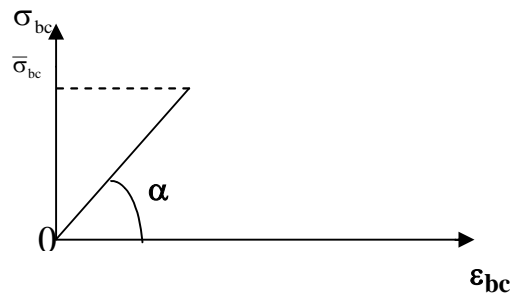
Diagramme Contrainte - Déformation :**Fig. I.1- Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot F_{c28}$$

Avec $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS.

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

Diagramme Contrainte - Déformation :**Fig. I.2 - Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)****d) Module de déformation longitudinale :**

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

- Module de déformation instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24H à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ Mpa pour } f_{cj} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa.}$$

- Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton.

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ Mpa pour } f_{cj} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10818.87 \text{ Mpa.}$$

e) Module de déformation transversale

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

Avec : E : module de Young

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

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

➤ **Les aciers :**

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

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

Les trois types d'acier ont le même comportement élastique, donc un même module de Young

$E_s = 210000 \text{ MPa}$. La déformation à la limite élastique est voisine de 2‰, en fonction de la valeur

de la limite élastique.

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91, Art A.2.2})$$

a) Contrainte limite

➤ **Contrainte limite ultime :**

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

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

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

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

➤ **Contrainte limite de service :**

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

➤ Les trois cas de fissuration sont possibles :

- Fissuration peu nuisible

La contrainte n'est soumise à aucune limitation

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

- Fissuration préjudiciable

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

(BAEL 91, Art A.4.5, 3)

- Fissuration très préjudiciable

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

(BAEL 91, Art A. 4.5.34)

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

b) Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier :

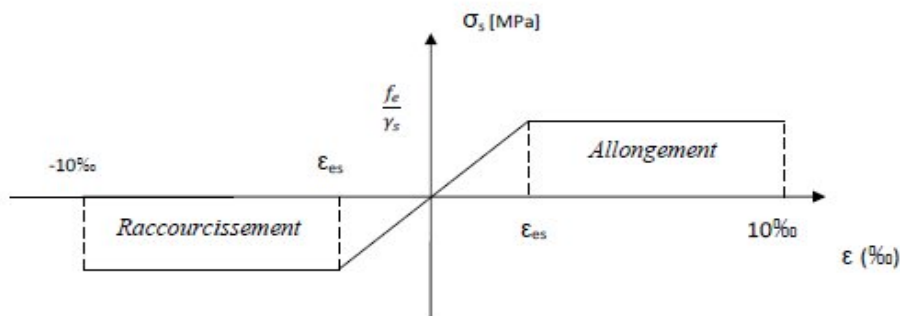


Fig.1.3-Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier

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

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

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

à la

II-1 Pré dimensionnement des éléments :

II-1.1 Les planchers :

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

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée 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'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

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

Le RPA exige le min $(b, h) \geq 25\text{cm}$ en zone IIa ; on prend $(b, h) = (30, 30)$.

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 : $L = 4,35 - 0,30 = 4,05\text{m}$

Ce qui nous donne :

$$H_{tp} = 25\text{cm} \geq 405/22,5 = 18\text{ (cm)}$$

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

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

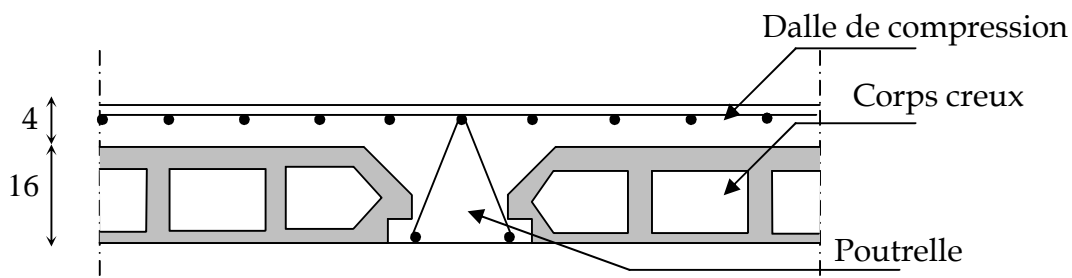


Fig. II.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

II-1.2 Les poutres :

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

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

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

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

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

Poutres principales : elles sont des poutres porteuses,

la hauteur poutres principales est donnée par

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

Avec : L : portée entre nus d'appuis

$$L = 5,40 - 0,30 = 5,10 \text{ m} = 510 \text{ cm}$$

$$\frac{510}{15} \leq h_t \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34 \text{ cm} \leq h_t \leq 51 \quad \text{Soit } h_t = 45 \text{ cm}$$

la largeur des poutres principales est donnée par

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

$$18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$

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

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

$b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée.

$h_t \geq 30 \text{ cm}$ $45 \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée.

$h_t / b \leq 4$ $45 / 30 = 1,5 \leq 4$ condition Vérifiée.

Poutres secondaires : ce sont des poutres parallèles aux poutrelles

La hauteur de la Poutre secondaire est donnée par:

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

Avec $L=4,35-0,3=4,05\text{m}$

$$\frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \Rightarrow 27 \leq h_t \leq 40,5 \quad \text{Soit } h_t=35\text{cm}$$

La largeur des poutres de poutre secondaire est donnée par

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

$$14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

$$\text{Soit } b = 25\text{cm.}$$

La section des poutres secondaires est : $25 \times 35\text{cm}^2$

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

$b \geq 20\text{ cm}$ $25 \geq 20\text{ cm}$ condition Vérifiée.

$h_t \geq 30\text{cm}$ $35 \geq 30\text{cm}$ condition Vérifiée.

$h_t / b \leq 4$ $35 / 25 = 1,4 \leq 4$ condition Vérifiée.

II 1.3 Les poteaux :

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

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

Avec :

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

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

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

Remarque

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

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

II-2 Détermination des charges et surcharges :

II -2.1 Les charges permanentes :

Plancher terrasse :(inaccessible) :

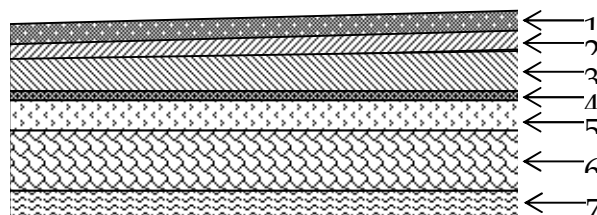


Figure II-2 Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

01-Couche de gravier roulé (15/25) $ep=5$ cm.....	1,00 KN/m ²
02-Etanchéité multicouche (3*36s) $ep=2$ cm.....	0,12 KN/m ²
03-Béton en forme de pente $ep=5$ cm.....	1,10 KN/m ²
04-écran Pare vapeur (feuille polyane)	0,01 KN/m ²
05-Isolation thermique (polystyrène) $ep=4$ cm.....	0,16 KN/m ²
06-Plancher à corps creux (16+4)	2,80 KN/m ²
07-Enduit sous plafond $ep=2$ cm.....	0,20 KN/m ²
	<u>$G = 5,39$ KN/m²</u>

Plancher d'étage courant :

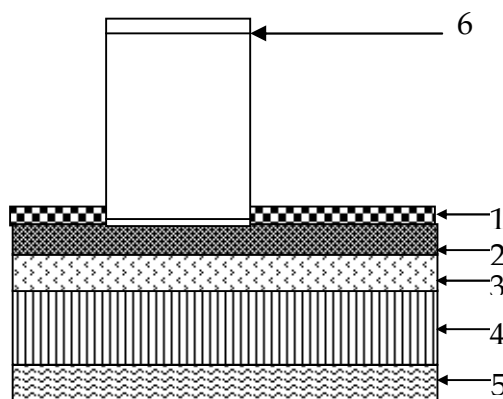


Figure II-3 Coupe transversale du plancher d'étage courant

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

Les murs :

Mur extérieur :

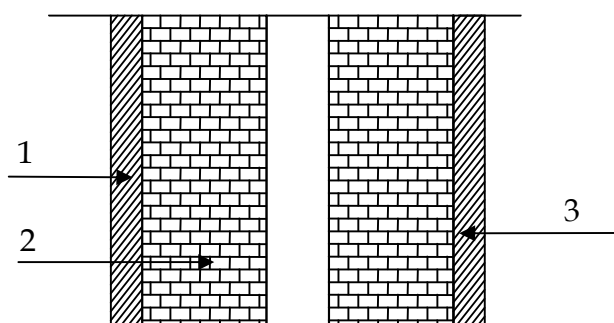


Figure II-4 Coupe transversale du mur double cloison

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

mur intérieur

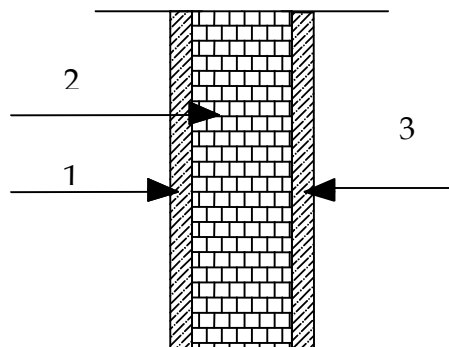


Figure II-5 Coupe transversale du mur en simple cloison

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

L'acrotère :

On a $h_t=70$ cmCharge permanente G

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

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

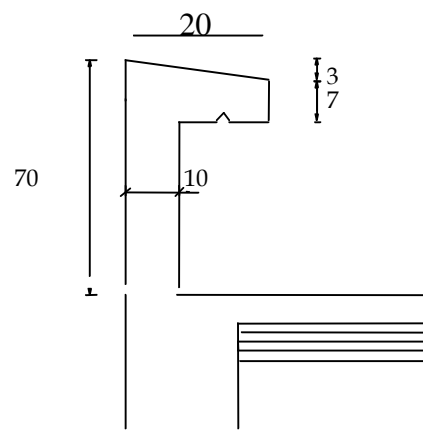


Figure II-6 Coupe transversale de l'acrotère

II- 2.2 Les surcharge d'exploitation:

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

- Plancher terrasse $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher du RDC : a usage commercial $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- L'acrotère..... $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$
- L'escalier..... $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$
- Balcons..... $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

II-3 Descente de charge :

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

II-3.1 Charges et surcharges revenant au poteau D3 :

Surface d'influence:

$$S = (1,65 + 2) \times (1,90 + 2,175) = 14,873 \text{ m}^2$$

$$S = 14,873 \text{ m}^2$$

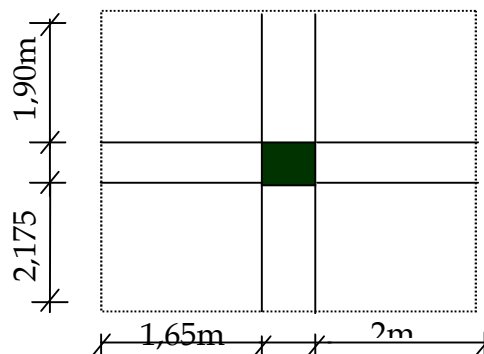


Figure II.6 : Surface d'influence du poteau D3

Charges permanentes revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse

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

- Plancher étage courant

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

- Plancher rez-de-chaussée

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

Poids revenant à chaque plancher :

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

Plancher terrasse :

$$P = 5,39 \times 14,873 = 80,165 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 14,873 = 14,873 \text{ KN}$$

Plancher étage :

$$P = 5,18 \times 14,873 = 77,042 \text{ KN}$$

$$Q = 1,5 \times 14,873 = 22,309 \text{ KN}$$

Plancher du RDC :

$$P = 5,18 \times 14,873 = 77,042 \text{ KN}$$

$$Q = 2,5 \times 14,873 = 37,182 \text{ KN}$$

Poids revenant à chaque poutre :

Poutres principales :

$$P = (0,30 \times 0,45 \times 3,65 - 0,30) \times 25 = 11,30 \text{ KN}$$

Poutres secondaires :

$$P = (0,25 \times 0,35 \times 4,075 - 0,30) \times 25 = 8,257 \text{ KN}$$

D'où le poids total

$$P = 11,30 + 8,257 = 19,557 \text{ KN}$$

Ce qui donne : **P = 19,557 KN**

Poids revenant à chaque poteau :

$$\text{Etage courant : } G = (0,30 \times 0,30 \times 3,06) \times 25 = 6,885 \text{ KN}$$

$$\text{RDC : } G = (0,30 \times 0,30 \times 3,57) \times 25 = 8,032 \text{ KN}$$

II-3.2 Loi de dégression de charge :

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

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

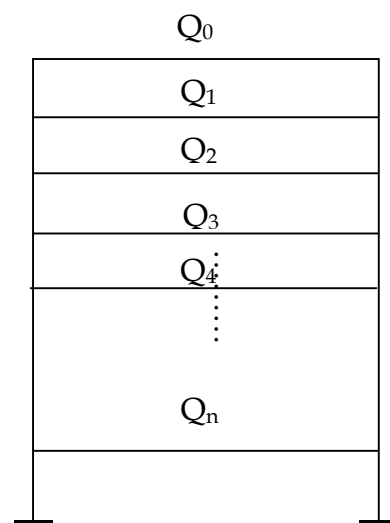
$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

⋮

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

Pour $n \geq 5$



II-3.3 Coefficients de dégression des surcharges :

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

Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 14,873 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 14,873 + 22,309 = 37,182 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 59,491 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 75,107 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 90,723 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 104,109 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 115,263 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 125,748 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 148,281 \text{ KN}$$

Tableau récapitulatif de la descente de charge

Niv	charges permanentes KN					charges exploitations KN		efforts normaux	section des poteaux cm ²	
	G plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=G+Q	S= N/ σ_{bc}	S adopté
8	80,165	19,557	6,885	106,607	106,607	14,873	14,873	121,48	80,986	30 x30
7	77,042	19,557	6,885	103,484	237,091	22,309	37,182	274,273	182,848	30 x30
6	77,042	19,557	6,885	103,484	340,575	22,309	59,491	400,066	266,710	30 x30
5	77,042	19,557	6,885	103,484	471,059	22,309	81,80	552,859	368,572	30 x30
4	77,042	19,557	6,885	103,484	574,543	22,309	104,109	678,652	452,434	35 x35
3	77,042	19,557	6,885	103,484	678,027	22,309	126,418	804,445	536,296	35 x35
2	77,042	19,557	6,885	103,484	781,511	22,309	148,727	930,238	620,158	35 x35
1	77,042	19,557	6,885	103,484	884,995	22,309	171,036	1056,031	704,020	35 x35
RDC	77,042	19,557	8,032	104,631	989,626	37,182	208,218	1197,844	798,562	40 x40

Remarque :

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

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

$$\begin{aligned} \text{Min } (b,h) &\geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b ,h) &\geq h_e \backslash 20 \\ 1 \backslash 4 &\leq b \backslash h \leq 4 \end{aligned}$$

Poteaux (40x40) pour RDC :

$$\begin{aligned} \text{Min } (40 \times 40) &= 40\text{cm} > 25\text{cm} \\ \text{Min } (40 \times 40) &= 40\text{cm} > 16,85\text{cm} \\ 1 \backslash 4 &\leq 40/40 \leq 4 = 0,25 \leq 1 \leq 4 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \text{Min } (40 \times 40) &= 40\text{cm} > 25\text{cm} \\ \text{Min } (40 \times 40) &= 40\text{cm} > 16,85\text{cm} \\ 1 \backslash 4 &\leq 40/40 \leq 4 = 0,25 \leq 1 \leq 4 \end{aligned}} \right\} \text{conditions vérifier.}$$

Poteaux (35x35) pour l'étage 1,2, 3,4 :

$$\begin{aligned} \text{Min } (35 \times 35) &= 35\text{cm} > 25\text{cm} \\ \text{Min } (35 \times 35) &= 35\text{cm} > 14,30\text{cm} \\ 1 \backslash 4 &\leq 35/35 \leq 4 = 0,25 \leq 1 \leq 4 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \text{Min } (35 \times 35) &= 35\text{cm} > 25\text{cm} \\ \text{Min } (35 \times 35) &= 35\text{cm} > 14,30\text{cm} \\ 1 \backslash 4 &\leq 35/35 \leq 4 = 0,25 \leq 1 \leq 4 \end{aligned}} \right\} \text{conditions vérifier.}$$

Poteaux (30x30) pour l'étage 5, 6, 7,8 :

$$\begin{aligned} \text{Min } (30 \times 30) &= 30\text{cm} > 25\text{cm} \\ \text{Min } (30 \times 30) &= 30\text{cm} > 14,30\text{cm} \\ 1 \backslash 4 &\leq 30/30 \leq 4 = 0,25 \leq 1 \leq 4 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \text{Min } (30 \times 30) &= 30\text{cm} > 25\text{cm} \\ \text{Min } (30 \times 30) &= 30\text{cm} > 14,30\text{cm} \\ 1 \backslash 4 &\leq 30/30 \leq 4 = 0,25 \leq 1 \leq 4 \end{aligned}} \right\} \text{conditions vérifier.}$$

II-3.5 Vérification des poteaux au flambement :

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

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

Avec :

λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 l_0$)

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

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

l_0 : Longueur libre du poteau

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

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

Pour le RDC: $\lambda = 2,42 \frac{3,57}{0,40} = 21,598$

$\lambda = 21,598 < 35$ Condition vérifiée.

Pour l'étage courant 1,2, 3,4: $\lambda = 2,42 \frac{3,06}{0,35} = 21,157$

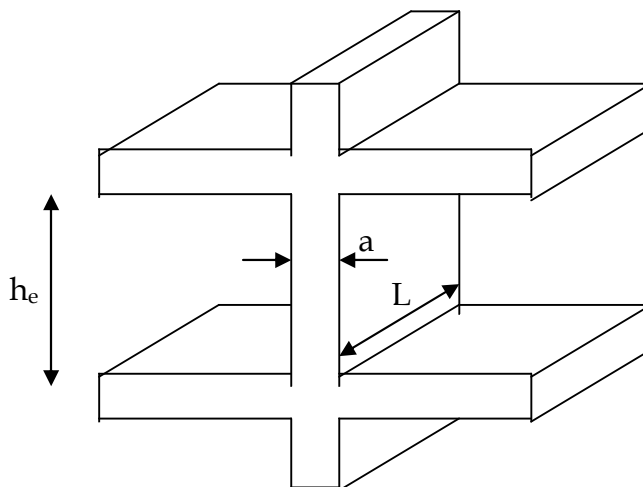
$\lambda = 21,157 < 35$ condition vérifiée.

Pour l'étage courant 5, 6, 7,8 : $\lambda = 2,42 \frac{3,06}{0,30} = 24,684$

$\lambda = 24,684 < 35$ condition vérifiée.

II-4 pré dimensionnement des voiles (Art 7. 7 .1 du RPA99) :

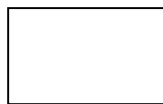
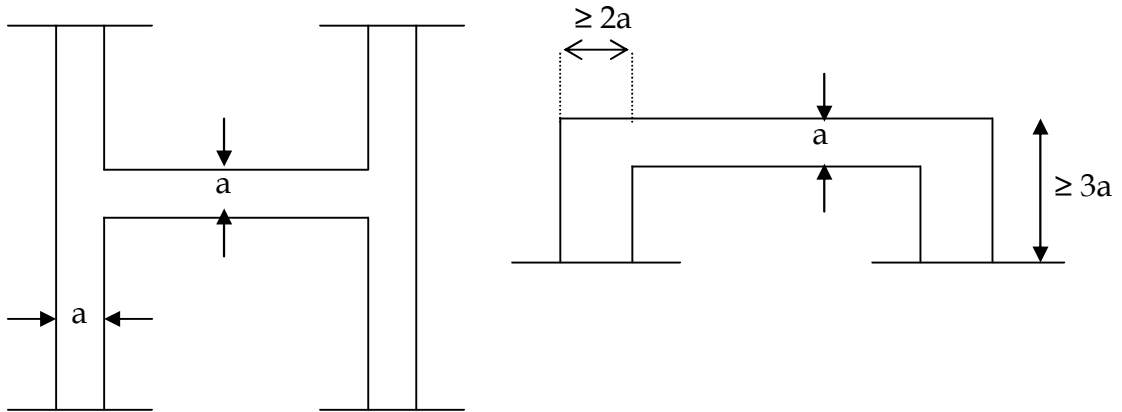
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.



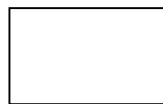
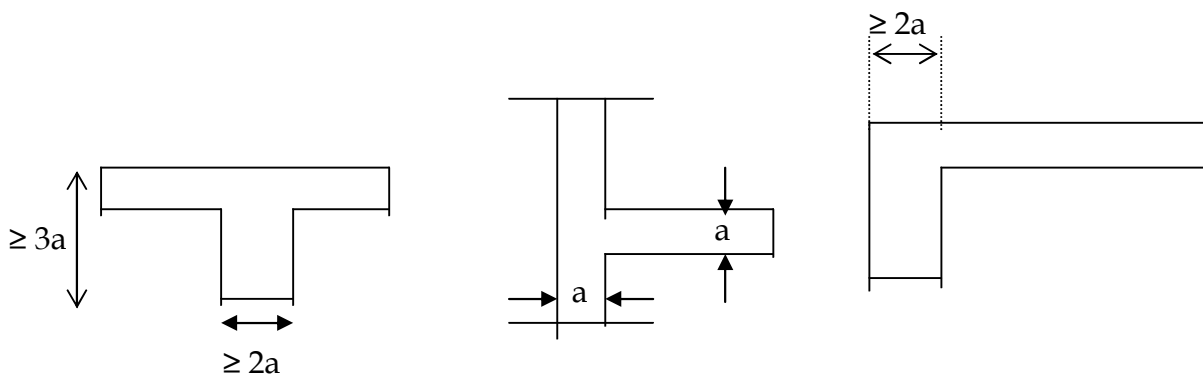
D'après RPA 99 ADDENDA 2003 le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

a) L'épaisseur du voile :

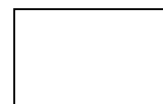
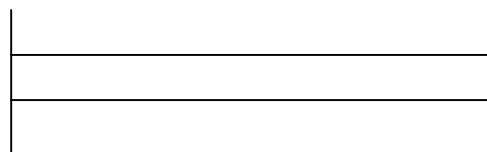
Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm.



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



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



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

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

Pour le RDC On a : $h_e = h - e_p$
 $h_e = 3,57 - 0,20 = 3,37 \text{ m.}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{337}{20} = 16,85 \text{ cm}$$

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

Pour l'étage courant On a : $h_e = h - e_p$
 $h_e = 3,06 - 0,20 = 2,86 \text{ m.}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

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

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

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

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

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

INTRODUCTION :

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

III.1. ACROTERE :

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

❖ Dimension de l'acrotère :

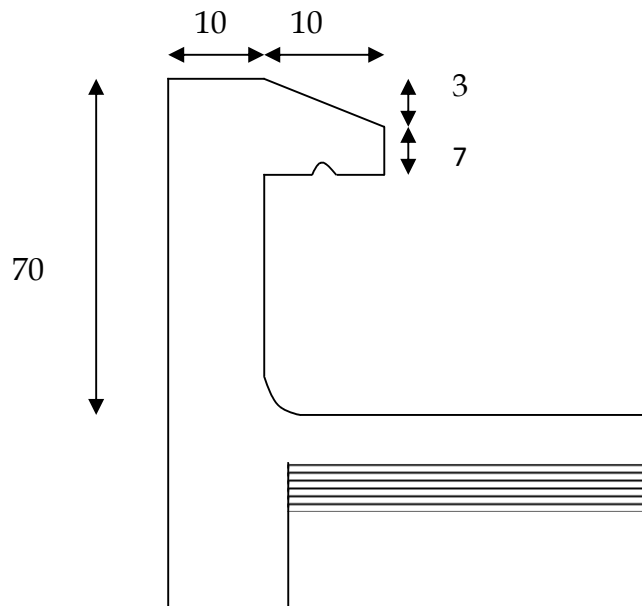


Fig.III-1:Coupe verticale de l'acrotère

- Détermination des sollicitations :

Poids propre de l'acrotère G :

$$G = 25 (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + 0,03 \times \frac{1}{2} = 1,925 \quad /$$

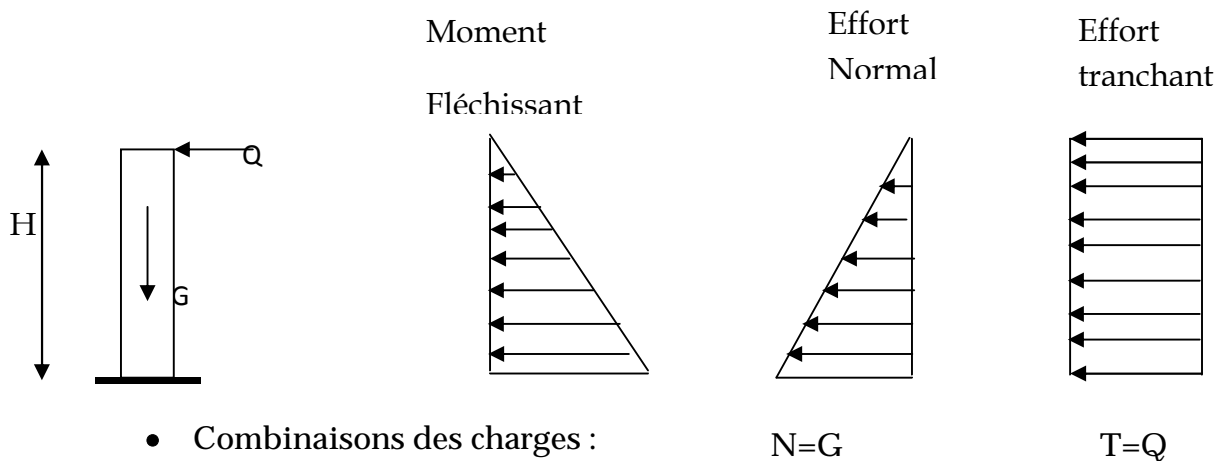
$$\text{Surcharge d'exploitation} = 1,00 \quad /$$

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

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

$$\text{Moment fléchissant max dus a la surcharge : } = \times = \times \times 1 = 0,7 \quad .$$

- Diagrammes des efforts :



- Combinaisons des charges :

A L'ELU :

Effort normal de compressions :

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

Moment de flexion :

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

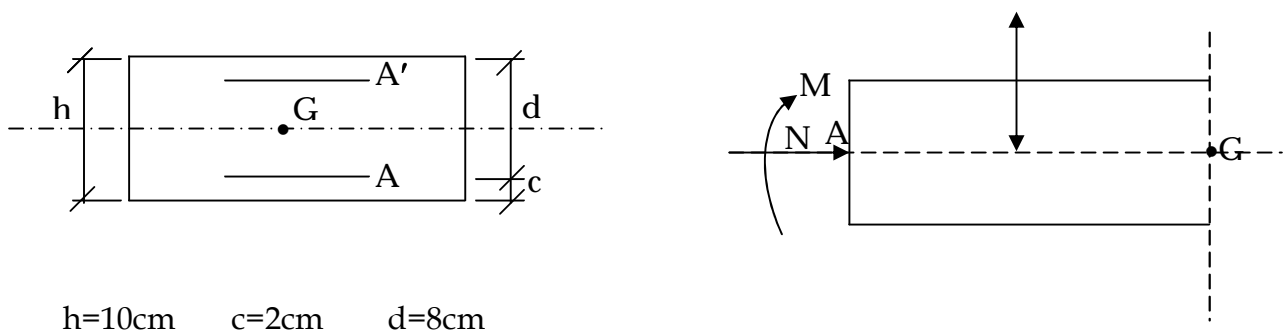
A L'ELS :

$$N_S = G = 1,925 \text{ kN}$$

$$M_S = M_Q = 0,7 \text{ kN.m}$$

❖ Ferrailage de l'acrotère :

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



- Calcul des armatures à L'ELU :

Position de centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,05}{2,6} = 0,4038 = 40,38\text{cm}$$

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

$e > -c \rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

D'où ce dernier est partiellement comprimée elle sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictive puis en se ramène à la flexion compose.

- calcul en flexion simple (section fictive) :

Moment fictif :

$$= \quad \times \quad \text{Avec : } g = e + -c$$

g : distance entre le centre de compression et centre de gravité de la section des armature tendus.

$$M = 2,6 \cdot 0,4038 + \frac{0,1}{2} - 0,02 = 1,127\text{KN.m}$$

$$u = \frac{M}{bd f} = \frac{2,6 \times 10}{100 \times 8 \times 14,2} = 0,028$$

$$u < u = 0,392 \quad \dots \dots \dots \text{la Section est simplement armée donc} \quad = 0$$

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

Les armatures fictives :

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma} = \frac{1.127 \times 10^2}{0.986 \times 8 \times 34.8} 0.410\text{cm}^2$$

$$\text{Avec } \sigma = - = - = 348\text{MPa}$$

- Calcul en flexion composée (armature réelles) :

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

$$A = A - \frac{N}{\sigma} = 0,410 - \frac{2,5}{34,8} = 0,335\text{cm}$$

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

$$A_s \geq A = \frac{f_{ctd}}{f_{td}} \times \frac{M_{ed}}{W_{pl,y}}$$

Avec : $e = \frac{M_{ed}}{V_{ed}} = 0,363m$

$$f_{td} = 0,6 + 0,06 \times f_{ctd} = 2,1Mpa$$

$$A \geq 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{36,36 - 0,45(8)}{36,36 - 0,185(8)} = 0,907cm$$

$$= 0,335 < 0,907 \dots \dots \dots \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc on adopte une section : $A = A_{req} = 0,907cm$

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

- Armatures de répartition :

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

On prend 4HA Avec un espacement $e = 25$.

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

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

$$\tau = \frac{V}{b \times d} < \tau_{adm}$$

$$V = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5KN$$

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = 0,0018Mpa$$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0,15 \times f_{ctd}}{\gamma}, 4Mpa \right)$$

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

$$\tau < \tau_{adm} \Rightarrow \text{Pas risque de cisaillement.}$$

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

$$\tau_{se} \leq \psi_s f_{t28}$$

Avec :

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

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

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

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

τ : contrainte d'adhérence à l'E.L.U.

0,9d : bras de levier.

Ψ : Coefficient de cisaillement.

$$\tau = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 800 \times 100,48} = 0,02 \text{ Mpa}$$

$\tau > \tau$ La Condition est vérifiée.

❖ Vérification à l'E.L.S :

- Vérification des contraintes dans l'acier :

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

Avec : n le coefficient de fissuration = 1,6

$$\sigma = \min \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = \frac{M}{\beta \times d \times A}; \quad = \frac{100 \times}{\times} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,25$$

$$= 0,25 \Rightarrow \quad = 0,920; \quad k = 47,50$$

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

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

- Vérification des contraintes dans béton :

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

Avec :

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

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

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

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

$$F = 4 \times A \times c \times w < 1,00$$

Avec :

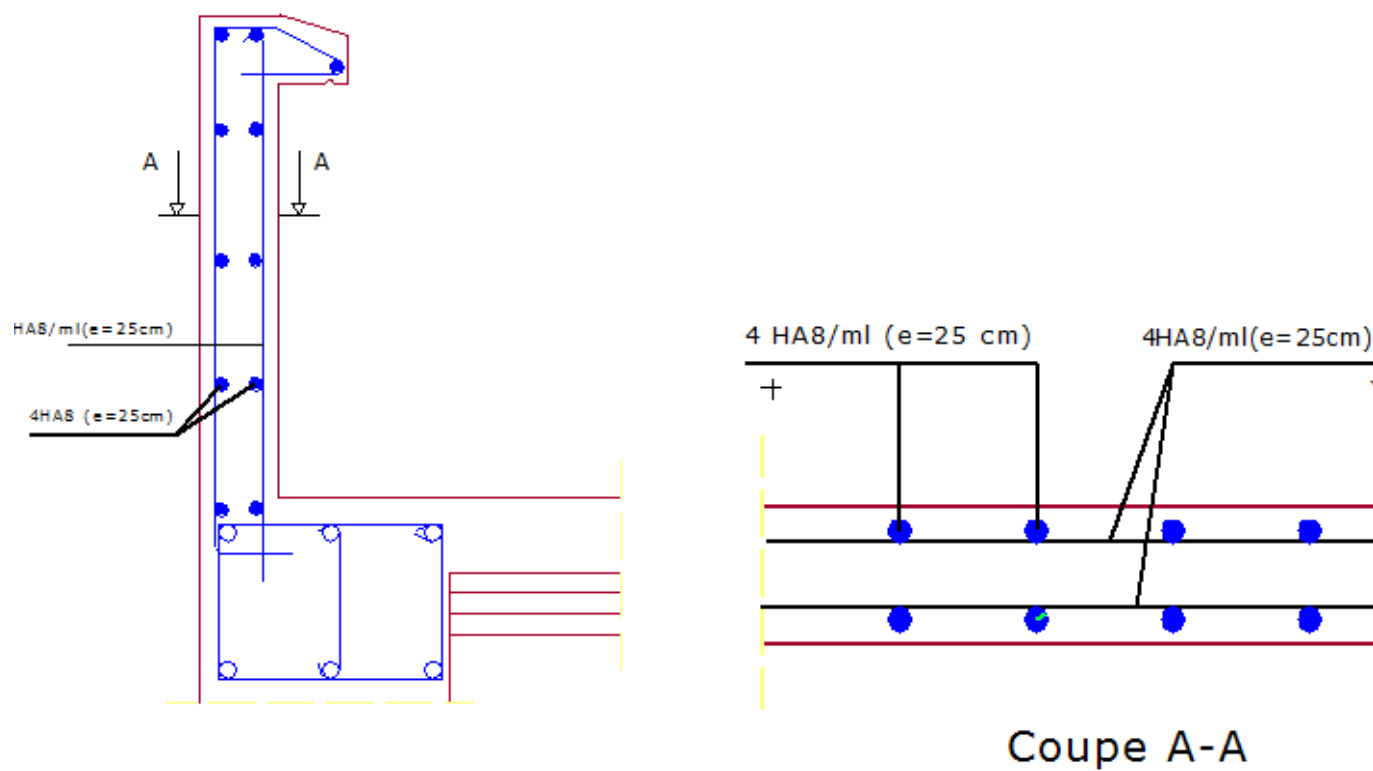
A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) \Rightarrow

A=0,15 (RPA99, Art 4.2.3 tableau 4-1)

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

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

D'où : F_p = 4 × 0,15 × 0,8 × 1,819 = 0.873 KN /ml < Q = 1 KN/mlCondition vérifiée.



Plan de ferrailage de L'acrotère

III.2. LES PLANCHERS :

Introduction :

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

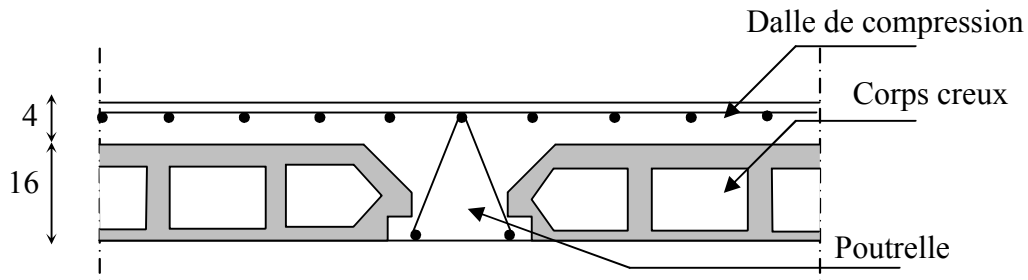


Fig. II.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

❖ Calcul de la dalle de compression :

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

20cm pour les armatures \perp aux poutrelles.

30cm pour les armatures $//$ aux poutrelles.

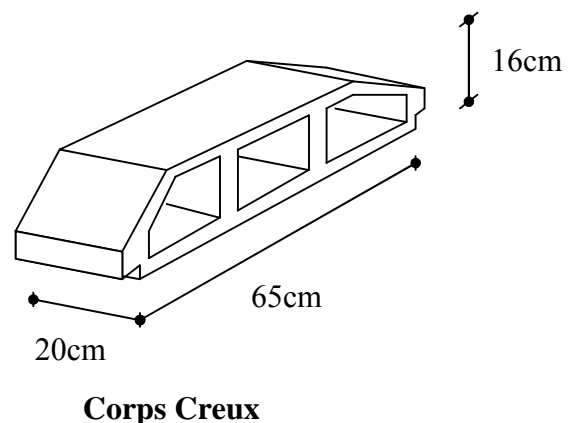
• Calcul des armatures :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

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

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



Soit : $A_{\perp} = 6HA5 = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec $e=15\text{cm}$.

Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit : $A_{//} = 6HA5 = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec $e=15\text{cm}$.

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

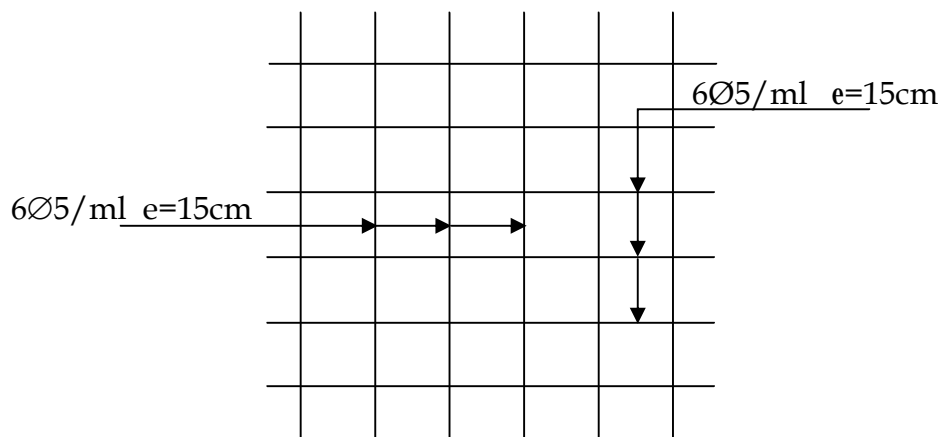


Fig. III-2 : Schéma du treillis soudé.

❖ Calcul des poutrelles :

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

• Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de $0,95 \text{ KN/m}^2$ et de la surcharge de l'ouvrier

- Poids propre : $G_1 = (0,04 \times 0,12) \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

❖ Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

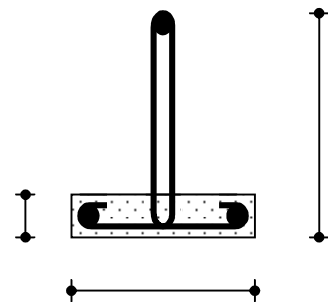


Figure: La nervure

$$L_{\max} = 4,35 \text{ m}$$

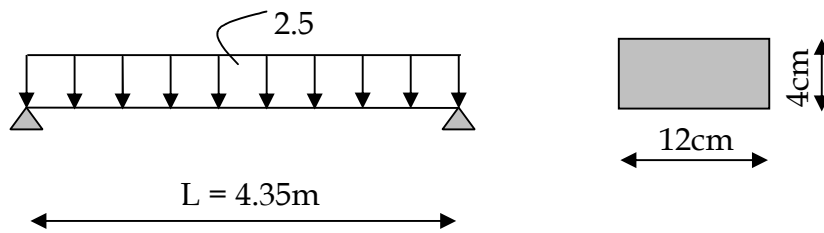


Fig. III-3 : schéma statique de la poutrelle.

❖ **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

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

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

Moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.35^2}{8} = 5.91 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant max :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.35}{2} = 5.43 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des armatures :**

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

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

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5.91}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.2 \times 10^3} = 8.67$$

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

Conclusion :

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

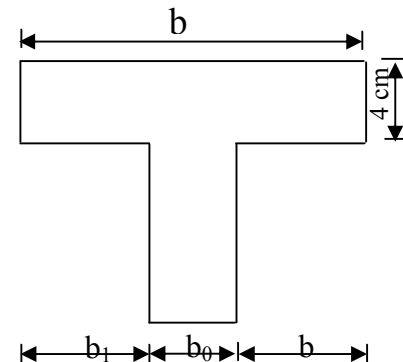
• **Après coulage de la dalle de compression :**

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

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

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

$$\begin{aligned}
 - \quad b_1 &\leq \frac{l - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\
 - \quad b_1 &\leq \frac{l_1}{10} = \frac{435}{10} = 43.5 \text{ cm} \\
 - \quad b_1 &\leq \frac{2}{3} \times \frac{1}{2} \leq \frac{2}{3} \times \frac{435}{2} = 145 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



Avec l : distance entre axes des poutrelles

l_1 : portée de la travée ($l_1 = 435 \text{ cm}$)

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

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

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

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

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

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

- Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation est en plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 kN/m^2 , c à d : Plancher étage courant : $G = 5, 1 \text{ kN/m}^2$. $G = 5.1 \times 0.65 = 3.31 \text{ kN/ml}$

$$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2. \quad Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ kN/ml}$$

Combinaison d'actions :

$$\text{À l'ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 9.34 \text{ kN/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } Q_s = G + Q = 6.56 \text{ kN/ml}$$

Choix de la méthode :

$$1. \begin{cases} Q = 5 \text{ kN/ml} < 2G = 6.62 \text{ kN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \Rightarrow condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 : $(0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25)$ on a :

$$\frac{350}{435} = 0,80 ; \frac{435}{350} = 1,24 ; \frac{435}{380} = 1,14 ; \frac{380}{435} = 0,87 \quad \frac{380}{315} = 1,2 ; \frac{315}{380} = 0,82 \Rightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. \Rightarrow Condition vérifiée

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

- **Principe de la méthode :**

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

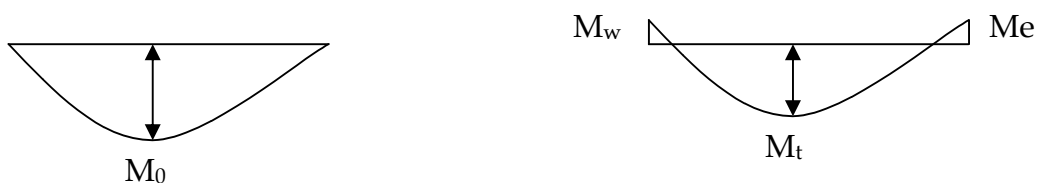


Fig.III-4 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

- **Exposition de la méthode :**

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

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

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

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

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

q : charge uniformément répartie

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

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

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

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

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

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

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

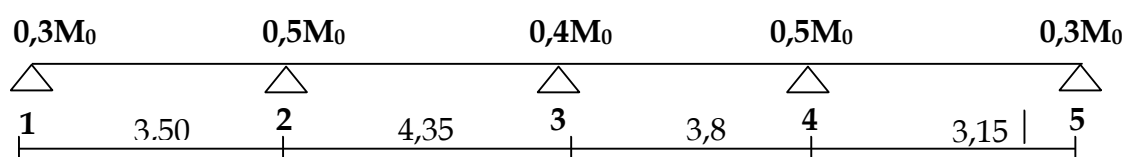
$0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.

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

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

$0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés.

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



Application :

- Combinaison de charges :

$$G=5.1 \times 0.65 = 3.31 \text{ KN/ml}$$

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

A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 5.93 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

$$q_s = (G+Q) = 4.28 \text{ KN/ml}$$

Calcul du rapport de charge (α) :

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3.31} = 0.227 < 0.67$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1+0.3\alpha)$	$(1+0.3\alpha)/2$	$(1.2+0.3\alpha)/2$
0.227	1.068	0.534	0.634

Calcul des moments isostatiques :

En travée : $M_0 = q \times l^2 / 8$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
L(m)	3,50	4,35	3,80	3,15
M_0 (KN.m)	9,08	14,02	10,70	7,35

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

Appui	1	2	3	4	5
Coefficient forfaitaire	0.3	0.5	0.4	0.5	0.3
M_{appui} (KN.m)	2,72	7,01	5,60	5,35	2,72

Calcul des moments en travée :

Travées de rive 1-2 :

$$\geq \frac{1,2 + 0,3 \times}{2} \Rightarrow \geq 0,63$$

$$+ \frac{0,3 + 0,5}{2} \geq 1,063 \Rightarrow \geq 0,66$$

Soit = ,

Travées intermédiaire 2-3 :

$$M \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M \Rightarrow M \geq 0,53M$$

$$M + \frac{0,5M + 0,4M}{2} \geq 1,063M \Rightarrow M \geq 0,61M$$

Soit = ,

Calcul des efforts tranchant :

$$T = \frac{M - M}{l} - \frac{q \times l}{2}$$

$$T = T + q \times l$$

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

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
	9,18	12,19	11,20	8,50
	-11,56	-13,60	-11,33	-10,17
	5,75	8,66	5,95	4,66

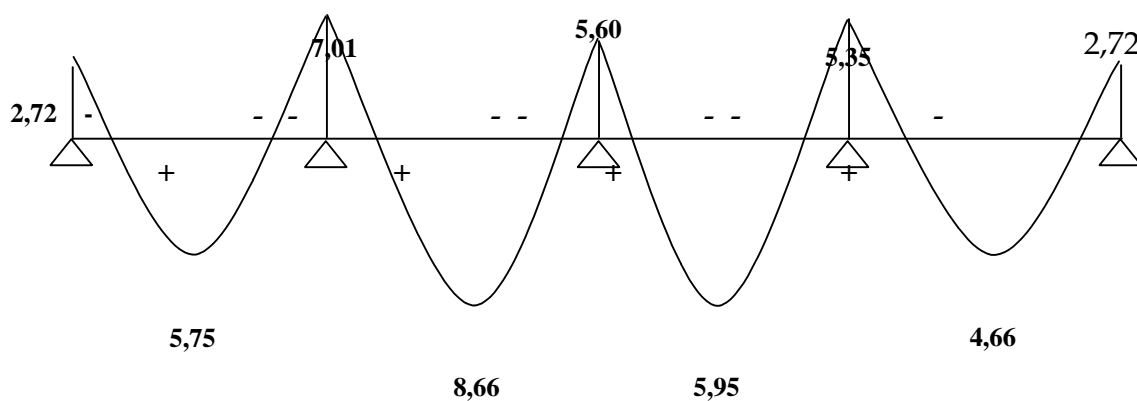


Fig.III-5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU(KN.m)

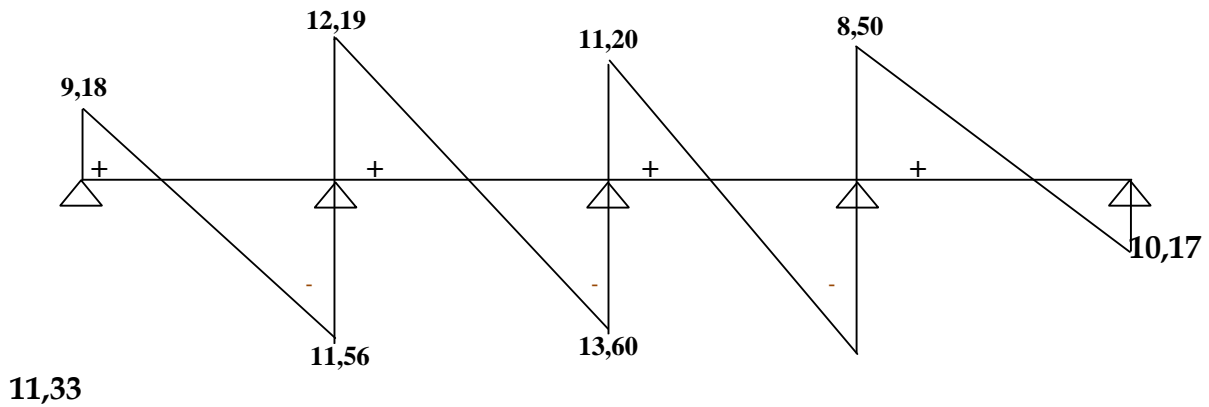


Fig.III-6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(KN.m)

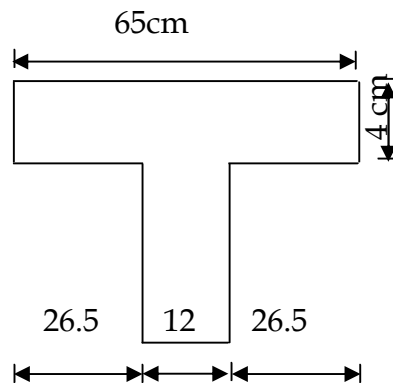
❖ Ferrailage à l'ELU :

• Armatures longitudinales:

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximum :

En travée : $M_u = 8,66 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_u = 7,01 \text{ KN.m}$

**En travée:**

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

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

Moment d'équilibre par la table de compression :

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 8,66 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,66 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0,0289$$

$$\mu = 0.0289 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots S.S.A$$

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

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,66 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 1,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

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

$$M_a^{\max} = 7,01 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,01 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.12$$

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

$$\Rightarrow \beta = 0.936$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,01 \times 10^3}{0.936 \times 18 \times 348} = 1.19 \text{ cm}^2$$

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

• Armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Avec h : hauteur totale de la poutre

b_0 : largeur de l'âme

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales

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

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

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

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

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

$$\text{So it } S_t = 15 \text{ cm}.$$

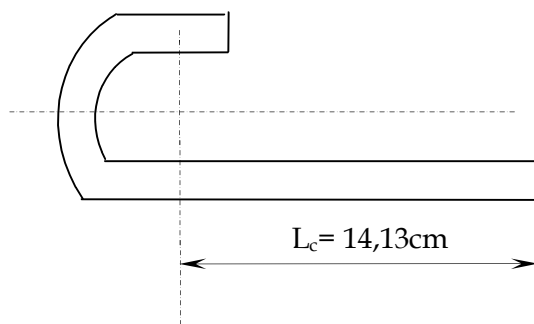
- **Ancrage des armatures (longueur de scellement)** (BAEL91 modifie 99 / Art. A.5.1.22) :

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

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,00 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}.$$

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

$$\text{Donc : } L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35,33 = 14,13 \text{ cm}.$$



❖ Les Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_t 28}{f_e}$$

En travée :

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

$$A_t = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.026 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appuis :

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

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

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

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

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

$$\tau_u^{\max} = \frac{12.19 \times 10}{12 \times 18} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_d}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \sum U_i} \leq \overline{\tau}_{se}$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i} = \frac{12.19 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.79 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{se} = 0,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

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

(BAEL91 modifiée99/ Art : A.5.3.313).

$$T_u < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$T_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

Appuis de rives:

$T_{u\max} = 9,18 < 129,60 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Appuis intermédiaire:

$T_{u\max} = 12,19 \text{ KN} < 129,60 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

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

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_{u\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$$

Appuis de rive :

$$A = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} (9,18 - \frac{2,72}{0,9 \times 0,18}) = -0,21 \text{ cm}^2$$

$A = 1,57 \geq -0,21 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Appuis intermédiaires :

$$A = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} (12,19 - \frac{7,01}{0,9 \times 0,18}) = -0,89 \text{ cm}^2$$

$A = 1,57 \geq -0,89 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

❖ **Calcul à l'ELS :**

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

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u)

nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.56}{9.34} = 0.70$$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
	4.907	3.92	3.745	1.904
	1.904	4.907	3.92	3.745
	6.426	8.533	7.84	5.95
	-8.092	-9.52	-7.931	-7.119
	4.27	4.291	4.165	4.27

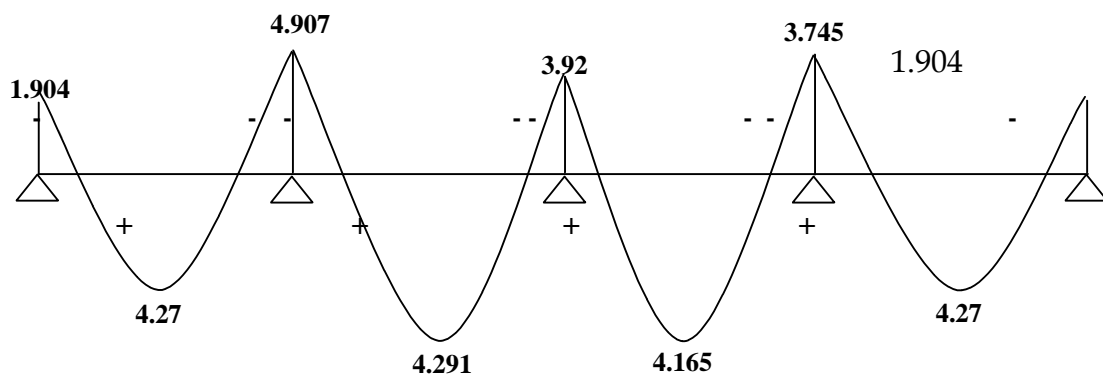


Fig.III-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

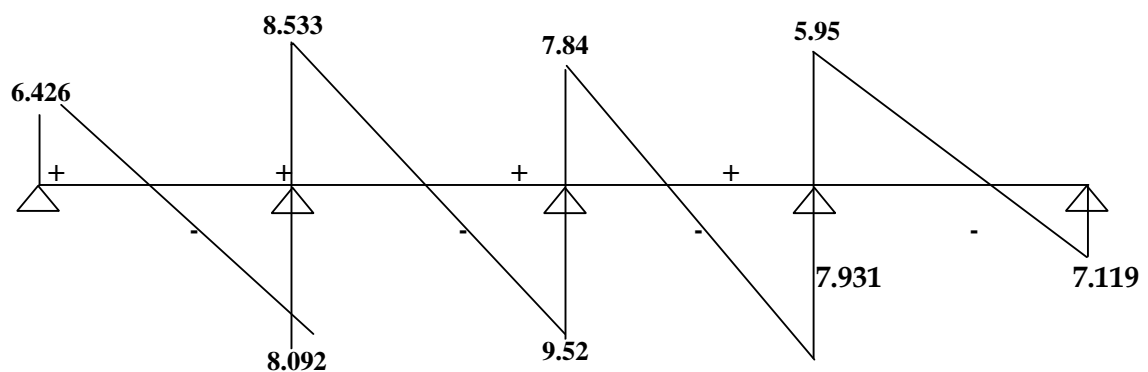


Fig.III-8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

❖ Vérification à l'ELS :

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

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

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_c \leq \sigma_{c,adm} = 0,6 f_{cd} = 15$$

Aux appuis :

$$\sigma_c = \frac{100 \times M}{I} = \frac{100 \times 1,19}{12 \times 18} = 0,55 \Rightarrow \sigma_c = 0,892 \Rightarrow K = 31,085$$

$$\sigma_c = \frac{M}{I} = \frac{4,907 \times 10}{0,892 \times 18 \times 1,19} = 256,82$$

$$\sigma_c = \frac{256,82}{1} = \frac{256,82}{31,085} = 8,26 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,adm} = 15$$

$$\sigma_c = 8,26 < \sigma_{c,adm} = 15 \text{ MPa} \quad \text{é}.$$

En travée :

$$\sigma_c = \frac{100 \times M}{I} = \frac{100 \times 1,40}{65 \times 18} = 0,119 \Rightarrow \sigma_c = 0,968 \Rightarrow K = 143,8$$

$$\sigma_c = \frac{M}{I} = \frac{4,291 \times 10}{0,968 \times 18 \times 1,40} = 175,906$$

$$\sigma_c = \frac{175,906}{1} = \frac{175,906}{143,8} = 1,22$$

$$\sigma_c = 1,22 < \sigma_{c,adm} = 15 \text{ MPa} \quad \text{é}.$$

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

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

Calcul de la flèche :

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b_0 : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0.05 > \frac{4.291}{15 \times 14.02} = 0.02 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1.57}{18 \times 12} = 0.007 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

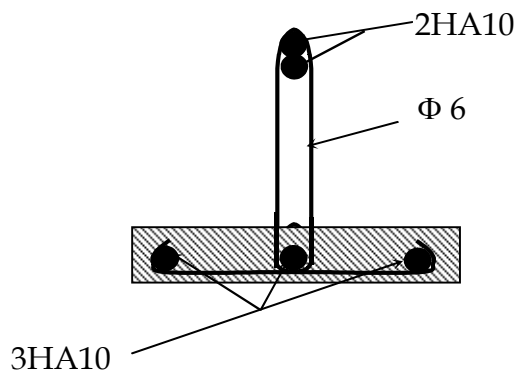
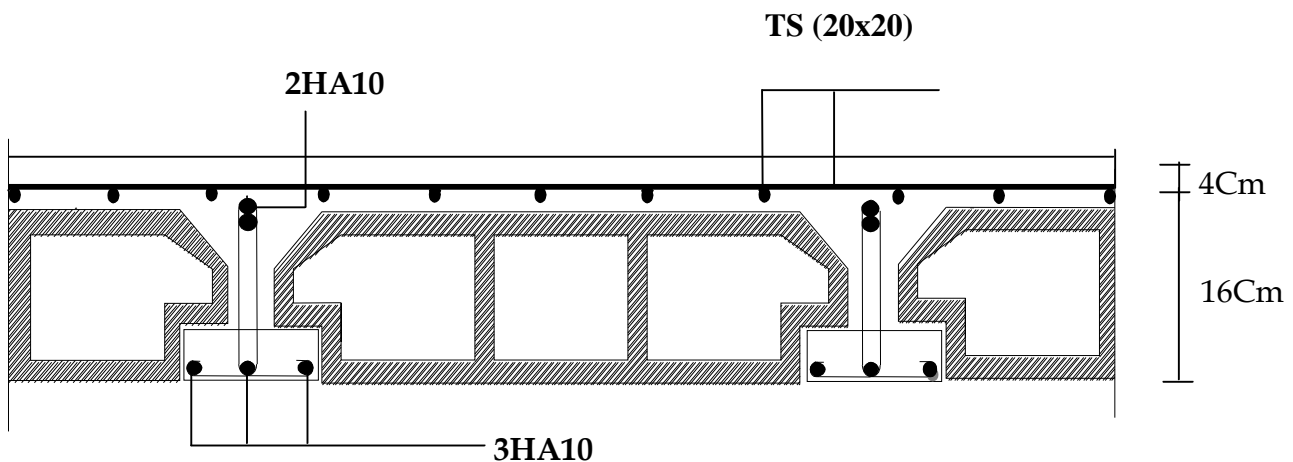


Fig. III-9 : schéma de ferrailage de la poutrelle



III-3) Etude de la poutre palière :

❖ Pré dimensionnement :

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

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

Avec

l_{\max} : longueur libre de la poutre.

h_t : hauteur de la poutre.

$$l_{\max}=5,10\text{m} \Rightarrow \frac{510}{15} \leq h_t \leq \frac{510}{10} \text{ donc : } 34\text{cm} \leq h_t \leq 51\text{cm}$$

On opte pour $h_t=40\text{cm}$

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

D'où : $16 \text{ cm} \leq b \leq 28\text{cm}$

On prend $b=25 \text{ cm}$

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 40) \text{ cm}^2$

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

- $b \geq 20\text{cm}$ $25 \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée

- $h_t \geq 30\text{cm}$ $40 \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée

- $h_t / b \leq 4$ $40/25 = 1,60$ condition vérifiée

❖ **détermination des charges et surcharges :**

Poids propre de la poutre : $G=25 \times 0.25 \times 0.40 = 2,5 \text{ KN/ml}$

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

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

• **combinaison de charges :**

ELU : $q_u=1.35G+2T_u/L=(1.35 \times 2.5)+2 \times 32,45/5.10=16.10\text{kn/ml}$

ELS: $q_s = G + 2T_{S/L} = 2.5 + 2 \times 23.47 / 5.10 = 11.70 \text{ kN/ml}$

❖ Calcul à l'ELU :

a)-calcul du moment et d'effort :

▪ Moment isostatique :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{16.10 \times 5.10^2}{8} = 52.34 \text{ KN.m}$$

▪ Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16.10 \times 5.10}{2} = 41.05 \text{ KN}$$

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

- Sur appuis : $M_u = 0.3 \times M_u^{\max} = 0.3 \times 52.34 = 15.702 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 52.34 = 44.48 \text{ KN.m}$

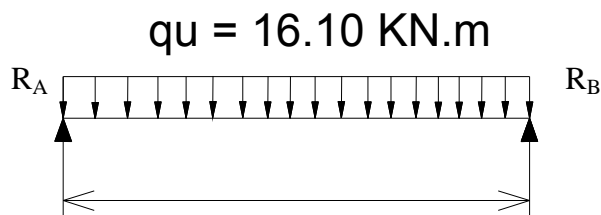


Fig : III-3-1) schéma statique de la poutre palière.

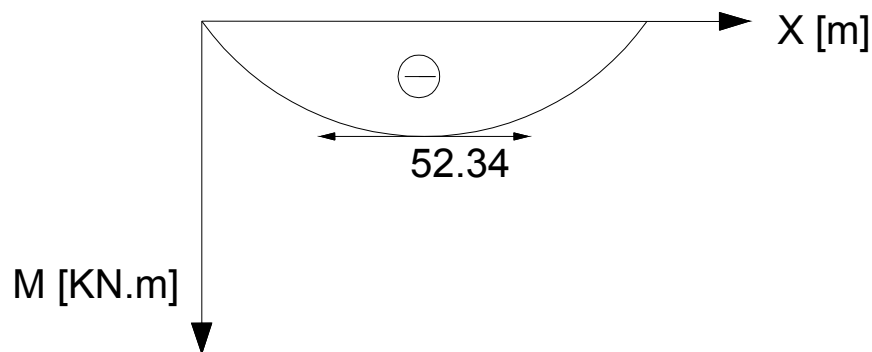


Fig : III-3-2) diagramme de moment isostatique

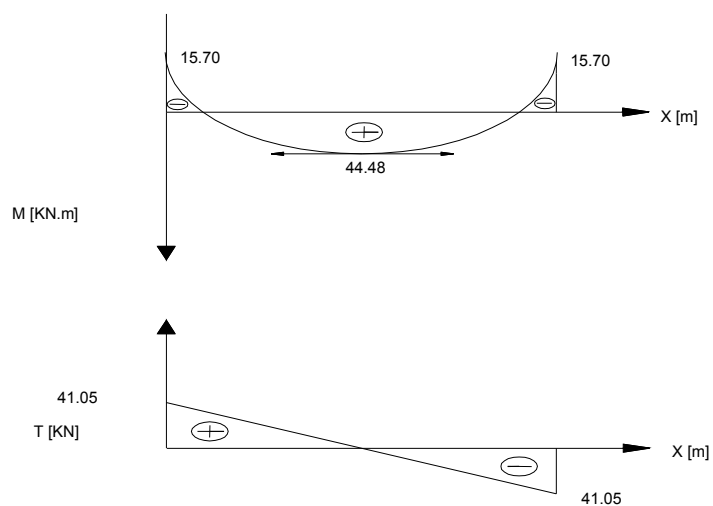


Fig : III-3 -3) diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant

III-3-4) Calcul des armatures :

Zone	Mu (KN.m)	μ_r	μ_l	b (cm)	β	As	As adopté
Travée	44.48	0.086	0.392	25	0.955	3.52	4.52
Appui	15.70	0.030	0.392	25	0.985	1.20	2.36

❖ Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.14$$

-En appuis : $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

-En travée : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

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

$$T_u^{\max} = 4105 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{41.05 \times 10}{25 \times 38} = 0.43 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

c) vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

(BAEL91.Art.A.6.1.3) Il faut avoir : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,5 \text{ Mpa}$

$$\bar{\tau}_{se} = V_u / 0,9 d \cdot \Sigma u ;$$

Σu : somme des perimetres utiles

$$\Sigma u = \pi (\phi \cdot \Sigma \text{ des barres}) = 3,14(12 \times 4) = 150,72 \text{ mm d'où :}$$

$$\text{D'où } \tau_{se} = 41.05 \times 10^3 / (0,9 \times 380 \times 150,72) = 0,78 \text{ Mpa} < 3,5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres

d)-Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art.5.132, BAEL 91)

1)-Influence sur les armatures inférieures :

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}}{f_e / 1.15} = \frac{41.05 \times 10^3 + \frac{44.48 \times 10^3}{0.9 \times 38}}{348 \times 10^4} = 0.012 \text{ cm}^2$$

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

2)-Influence sur le béton :

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

$$0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.9 \times 25 \times 38 \times \frac{25}{1.5} = 5700 \text{ KN} \geq 41.05 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ les armatures transversales (BAEL Art 722) :

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12, 11.42, 25\} = 11.42 \text{ mm}$$

Nous choisissons un diamètre T8

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

➤ Espacement :

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

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1, 2; 25 \text{ cm} \right\} = 10 \text{ cm}$$

soit : $e = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone ourante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

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

❖ Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification à l'ELS :

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

a) combinaison des charges :

$$q_s = 11.70 \text{ KN /ml}$$

• Moment isostatique:

$$M_s = M_{s\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11.70 \times 5.10^2}{8} = 38.03 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T_{s\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11.70 \times 5.10}{2} = 29.83 \text{ KN}$$

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

- **Sur appuis :** $M_s^a = 0.3 \times M_{s\max} = 0.3 \times 38.03 = 11.40 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_s^t = 0.85 \times M_{s\max} = 0.85 \times 38.03 = 32.32 \text{ KN.m}$

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

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

-En travée :

$$\text{On a } \rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{25 \times 38} = 0,475$$

Ce qui donne : $\beta_1 = 0,896$ et $K_1 = 33.08$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \sigma_s = \frac{M_t}{\beta d A}$$

$$\sigma_s = \frac{32.32 \cdot 10^3}{0,896 \times 38 \times 4.52} = 210.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 210.01 / 33.08 = 6.34 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis

$$\text{On a } \rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 38} = 0,247$$

Ce qui donne : $\beta_1 = 0,921$ et $K_1 = 48.29$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \sigma_s = \frac{Mt}{\beta d A}$$

$$\sigma_s = \frac{11.40 \cdot 10^3}{0,921 \times 38 \times 2.35} = 138.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 138.60 / 48.29 = 2.87 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Zone	M _s (KNm)	A _s	ρ	β	K ₁	σ _{st}	σ _{bc}	σ _{bc}
travée	32.32	4.52	0.475	0.896	33.08	210.01	6.34	15
appui	11.40	2.35	0.247	0.921	48.29	138.60	2.87	15

Conclusion : Les contraintes sont vérifiées à l'ELS.

c)-Etat limite d'ouverture des fissures :

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

d)-Etat limite de déformation :

-Vérification de la flèche :

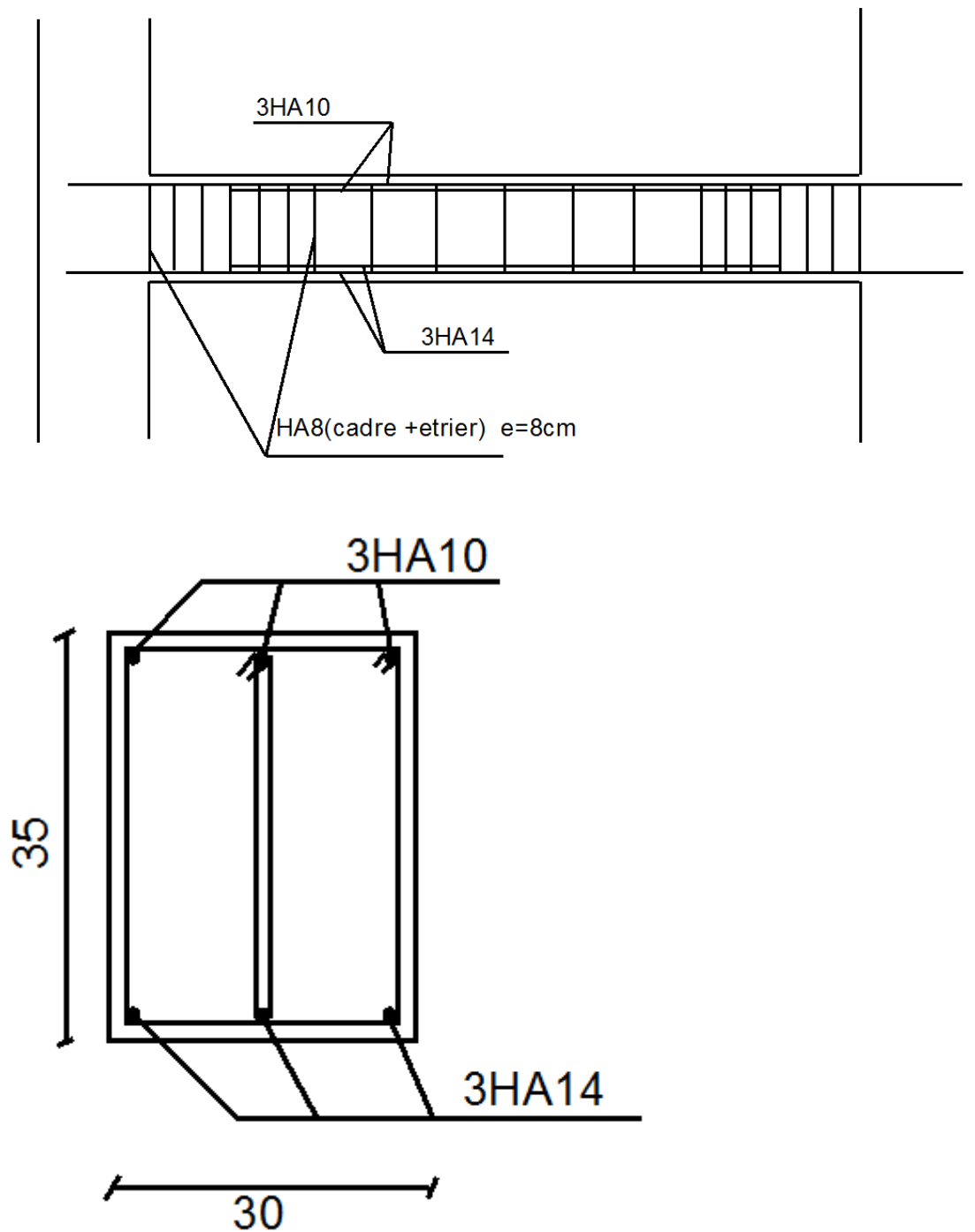
Nous faisons les calculs de la flèche si les trois conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{510} = 0.078 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.078 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{32.32}{10 \times 44.48} = 0.072 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4.52}{25 \times 38} = 0.0047 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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



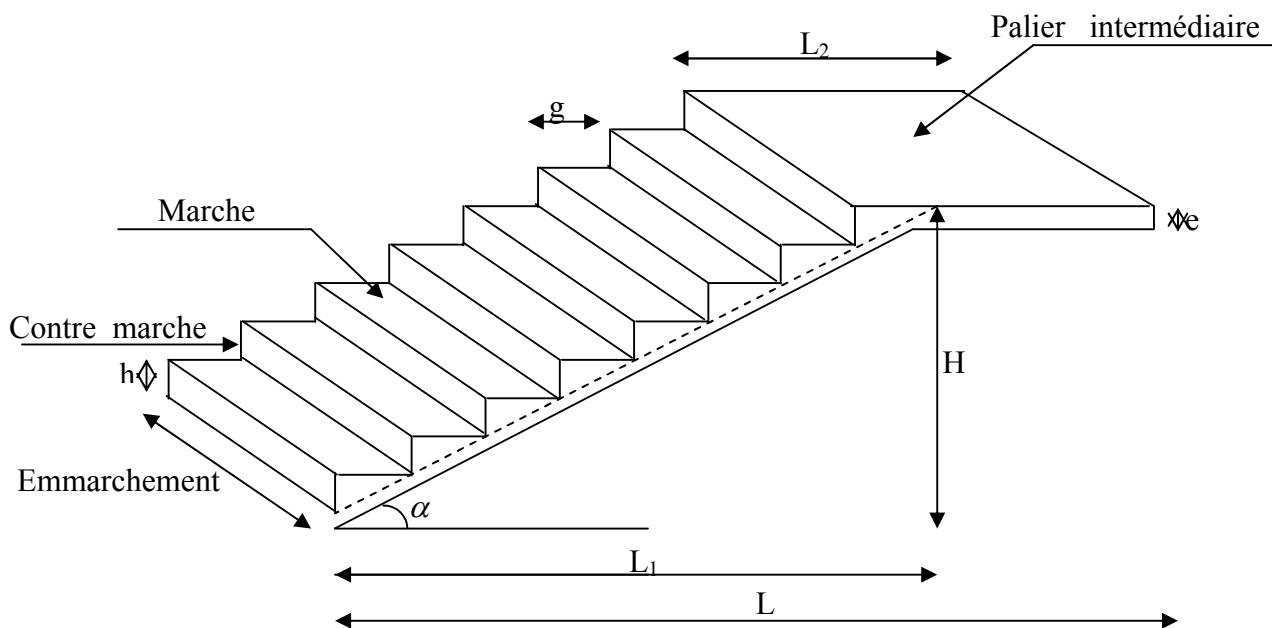
FERAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

III-4) Calcul des l'escalier :

Introduction :

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton arme coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

Notre bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier



FigIII-4-1 : terminologie de l'escalier

Notations utilisées :

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

ep : épaisseur de la paillasse.

H : hauteur de la volée.

L : longueur de la volée projetée.

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

Pré dimensionnement :

Il comporte 02 volées identiques et 01 palier intermédiaire.

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

a) calcul de g et h :

$$16,5 \leq h \leq 17,5$$

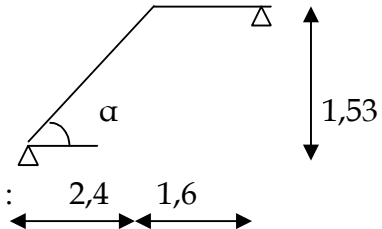
On prend $h=17\text{cm}$

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

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

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

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



b) Vérification de la relation de BLONDEL :

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

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

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

\Rightarrow La relation est vérifiée

❖ Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

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

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

Avec : $L_0 = L_1 + L_2$

L palier = $1,2 \times \text{embranchement} = 1,2 \times 1,35 = 1,6\text{ m}$

Avec L_0 : portée de la paillasse

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

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

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

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

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

$$\tan \alpha = \frac{1,53}{2,40} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 32,51$$

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

On prend la même épaisseur pour le palier $epalier = 18cm$

❖ Détermination des sollicitations de calcul :

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

a) Charges et surcharges :

• le palier :

Poids propre du palier	$25 \times 0,18 \times 1 = 4,5 \text{ KN/m}^2$
Revêtement	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose	$20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Enduit en ciment	$18 \times 0,015 = 0,27 \text{ KN/m}^2$

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

• la paillasse :

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

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

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

b) Combinaisons des charges :

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

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

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

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

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

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

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

❖ Calcul à l'ELU :

1) Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU :

Les réactions aux appuis $\Sigma F_x = 0$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 16,46 \times 2,4 + 11,77 \times 1,60 + 5,54$$

$$R_A + R_B = 63,876 \text{ KN}$$

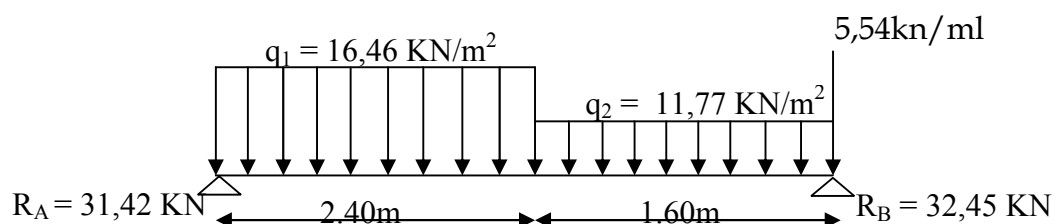
$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 4,00 R_B = 11,77 \times 1,6 \times 3,2 + 16,46 \times 2,4 \times 1,2 + 5,54 \times 4 \Rightarrow R_B = 24,58 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne } R_A = 28,38 \text{ KN}$$

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

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



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

a) Effort tranchant:

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

b) Moments fléchissant :

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

Le moment Mz est maximal pour Ty = 0

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

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

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

3) diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant :

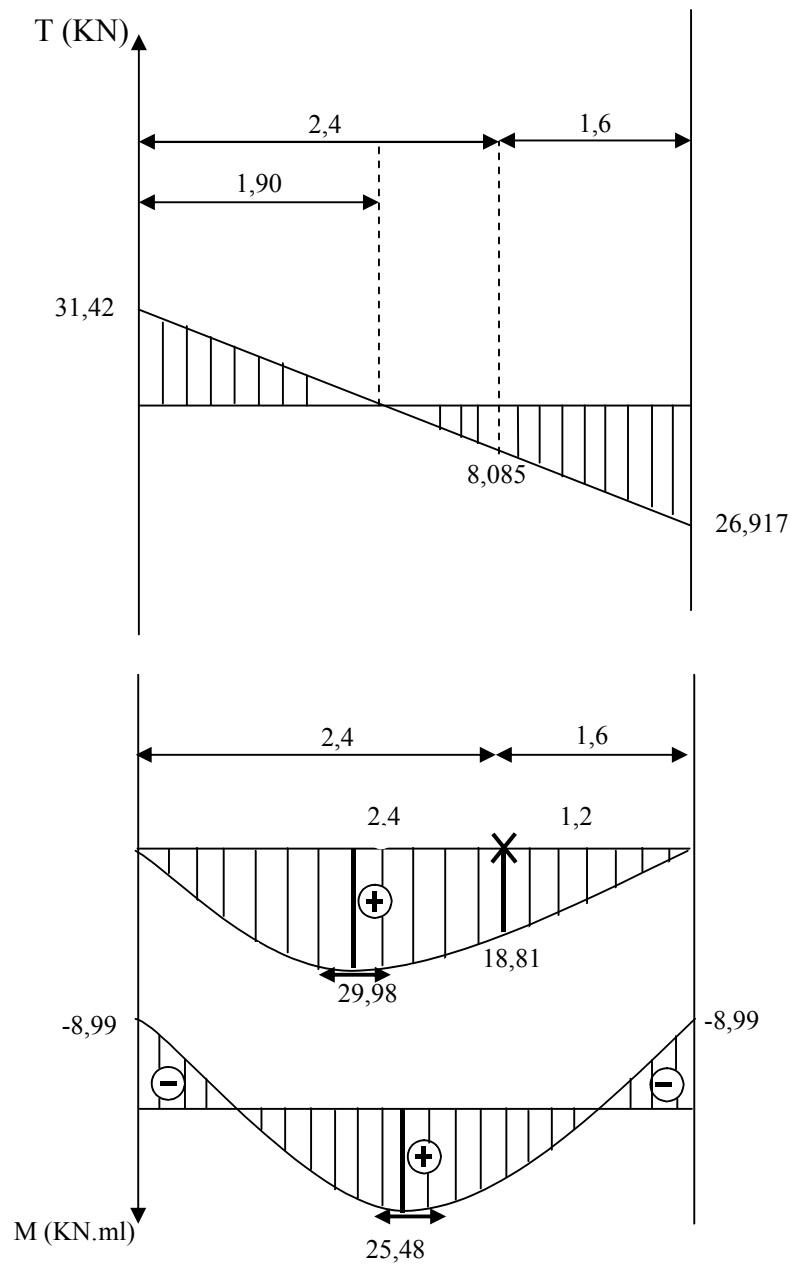
A fin de tenir compte des semi encastres, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

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

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

$$\text{Donc: } M_t = (0,85) \times 29,98 = 25,483 \text{ KNm}$$

$$M_a = (-0,3) \times 29,98 = -8,994 \text{ KNm}$$



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

3) Calcul des armatures :

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

a) Aux appuis :

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

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

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

- Armature principale :

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

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

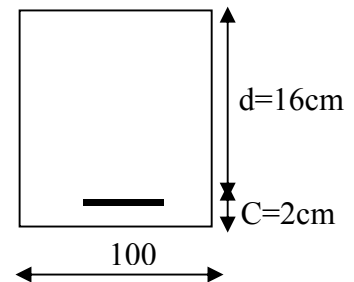
$$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

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

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

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

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



- Armature de répartition :

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

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

b) En travées :

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

- Armature principale :

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

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

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

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

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

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

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

- Armature de répartition :

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

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $e = 25 \text{ cm}$.

III-4-5) Vérification à l'ELU :

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

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

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

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

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

b) Espacement des barres

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

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

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

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

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

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

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

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

Appui A :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

La fissuration est peu nuisible

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

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

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

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

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

La longueur de scellement droit :

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

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

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

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

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

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

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

Il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right] \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{400} \left[31,42 \times 10^3 + \frac{(-8,994) \times 10^6}{0.9 \times 160} \right] = -1,18 \text{ cm}^2$$

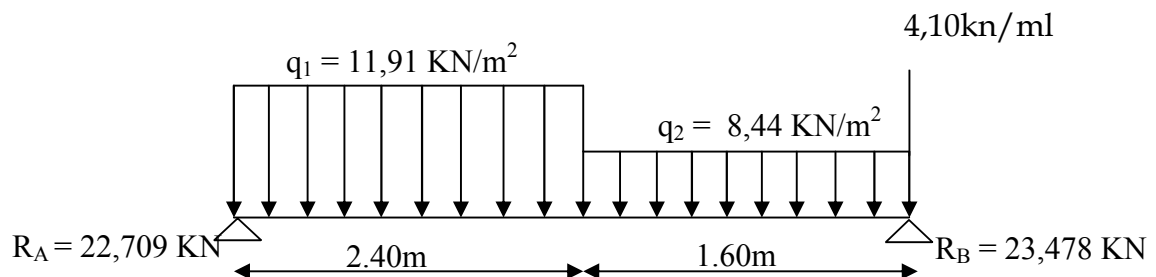
$$A_a = 3,14 \geq -1,18 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

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

Les réactions aux appuis :

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

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



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

a) Effort tranchant:

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

b) Moments fléchissant :

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

Le moment Mz est maximal pour $Ty = 0$

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

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

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

2) diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant :

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

Soit :

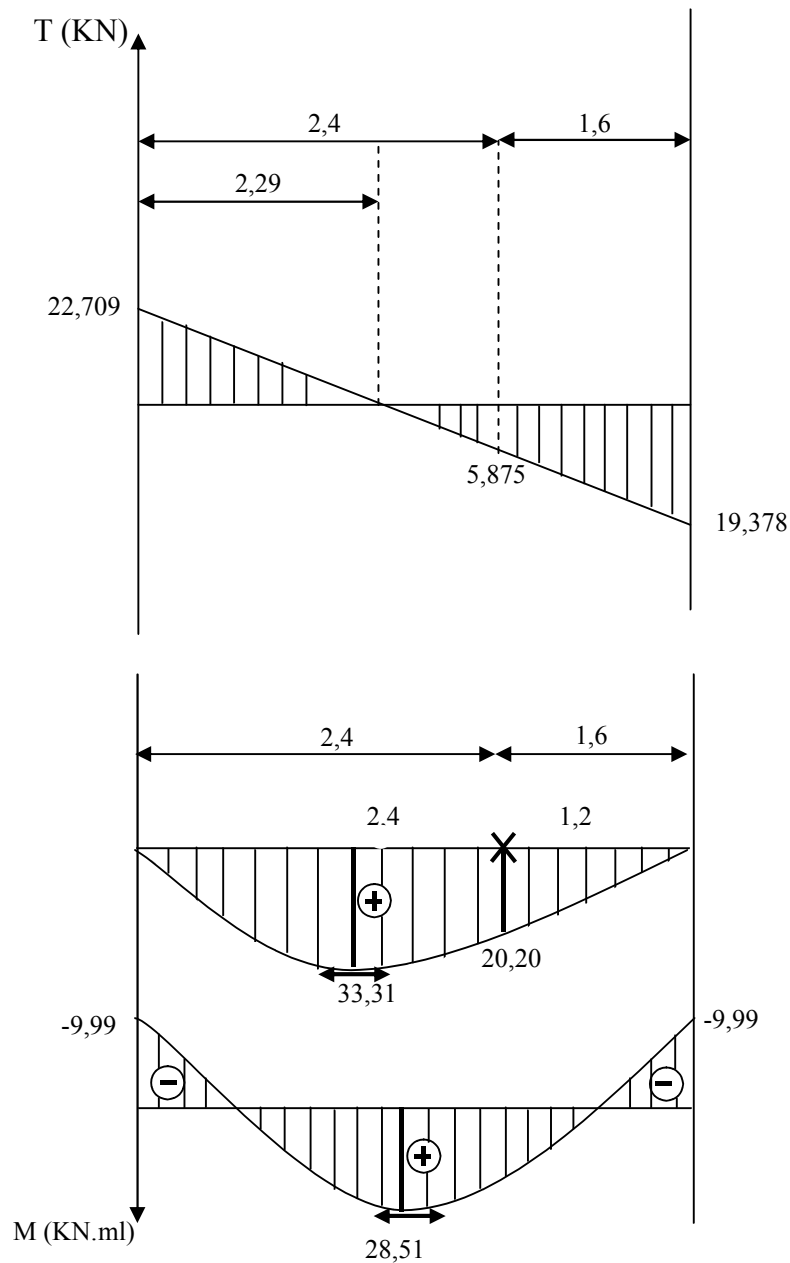
$$M_a = -0,3M_{u\max}$$

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

Donc:

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

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



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

Vérification à L'ELS :

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

On doit vérifier que :

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

• En travée :

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

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

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

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

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

• Appuis :

$$M_a = -9,993 \text{ KN.m}$$

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

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

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

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

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

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

Les conditions ne sont pas vérifiées.

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

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

Avec : E_v : module de déformation longitudinale différée

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

B_0 : section homogène

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée

Position de l'axe neutre :

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

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

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

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

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

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

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

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

c) Etat limites d'ouverture des fissures :

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

III-4-6) Escalier du RDC :

Ce sont des escaliers droits à deux volées avec un palier intermédiaire.

a) première volée :

$$n = \frac{204}{17} = 12 \text{ contres marche}$$

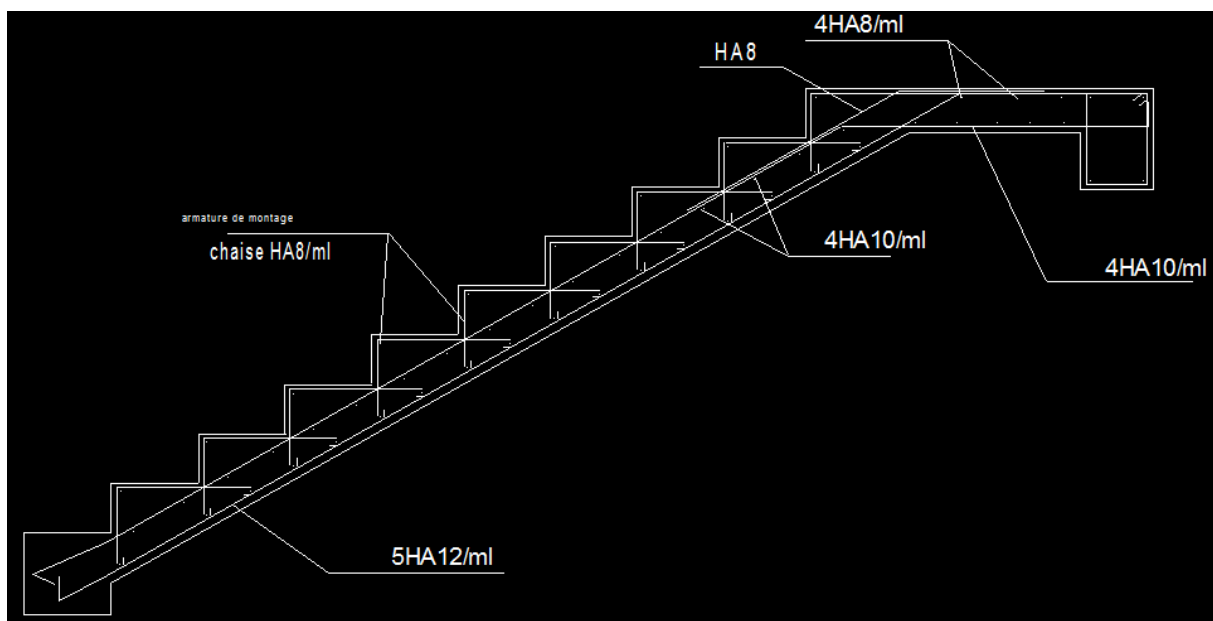
G= 30 cm

a) deuxième volée :

$$n = \frac{153}{17} = 09 \text{ contres marche}$$

G= 30 cm

On adopte le même ferrailage que l'escalier de l'étage courant.



FERAILAGE DE L'ESCALIER

III-5) Balcon :

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps de hauteur $h=1.00\text{m}$, le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. son épaisseur est donnée par la formule suivant : L'épaisseur de la dalle

pleine est donnée par : $e_p \geq \frac{l}{10}$

(Avec L : largeur du balcon) $L_{\text{max}}=1,40\text{m}$.

$$e_p = \frac{140}{10} = 14,0\text{cm} \quad \text{soit } e_p = 15\text{cm}$$

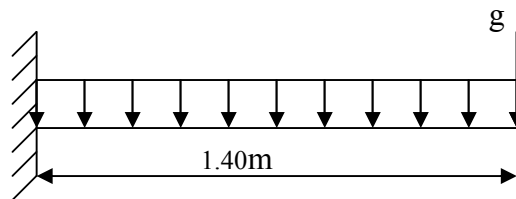


Schéma statique de calcul du balcon

❖ détermination des charges et surcharges :

a) charges permanentes :

Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale $G_{1\text{tot}}$			5.31

b) charge concentrée : (garde Corps)

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

- Enduit en ciment: $18 \times 2 \times 0,02 \times 1 = 0,72$ /
- Poids de mur brique creuse : $9 \times 0,10 \times 1 = 0,9$ /

$$G_{2\text{tot}} = \quad , \quad /$$

c) surcharges d'exploitation :

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

❖ Calcul à l'ELU :

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

1. combinaison de charges :

$$\text{La dalle : } = 1,35 + 1,5 = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 3,5 = 12,41 \quad /$$

$$\text{Le garde corps : } = 1,35 = 1,35 \times 1,62 = 2,18 \quad /$$

Calcul de moment :

$$= \frac{\times^2}{2} + \times = 15,20 \quad /$$

$$\text{L'effort tranchant : } = \times + = 20,18$$

2. Calcul de la section d'armature :

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

-Armatures principal :

$$= 15,20 \quad /$$

$$b= 100 \quad .d= 13 \quad .$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,20 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,063 < 0,392 \quad \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,063 \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15,20 \times 10^3}{0,968 \times 13 \times 348} = 3,47 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit une section de 4HA12 } A=4,52\text{cm}^2, \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm.}$$

-Armatures de répartition :

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

$$\text{Soit une section de 4HA8 } A=2,01\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm.}$$

3. vérifications à l'ELU :

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

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

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

b) vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$= \quad \times \quad + \quad = 20,18$$

$$\tau_u = \frac{20,18 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,155 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 0,155 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

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

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

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

$$\overline{\tau_{se}} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,18 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1,14 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.14 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d) longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$\overline{\tau_s} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$= \frac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau_s}} = \frac{\times}{\times} = 423,28$$

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

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal

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

$$= 0,4 \quad = 0,4 \times 42,32$$

$$= 16,93$$

$$\text{Soit : } l_r = 17$$

e) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

➤ Armatures principales :

$$\geq \frac{20,18 \times 10}{348} = 57,98 = 0,57$$

$$= 3,47^2 > 0,57^2 \dots \dots \dots$$

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

$$\leq$$

$$\bar{V} = \frac{0,4}{\gamma} f_c \times 0,9d \times b$$

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

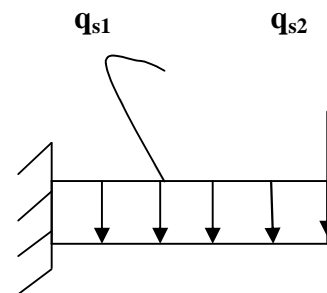
$$V = 20,18 \text{KN} < \bar{V} = 1017,39 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3) calcul à l'ELS :

$$q = G + Q$$

$$q = G + Q = 5,31 + 3,5 = 8,81 \text{KN/ml}$$

$$q = G = 1,62 \text{KN/ml}$$



➤ calcul des moments :

$$M = \frac{q \times l^2}{2} + q_s2 \times l = 8,43 \text{KN.m}$$

➤ effort tranchant :

$$= \dots \times \dots + \dots = 13,95$$

4) vérification à l'ELS :

a) vérification des contraintes de compression de béton :

❖ Cherchons la position de l'axe neutre:

- La section totale homogénéisée:

$$S_t = b h + 15 A_{st} = 100 \times 15 + 15 \times 4,52 = 1567,80 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 1567,80 \text{ cm}^2$$

*Moment statique (par rapport à la fibre tendue):

$$I_{xx} = b h(h/2) + 15 A_{st}(h-d)$$

$$=100(15)(15/2) + 15(4.52)(15-13)=11385,6 \text{ cm}^3$$

Inertie de la section homogénéisée :

$$I_{AN}=(y_1^2 + y_2^2)+15A_{st}(y_1 -)$$

L'axe neutre est donne par :

$$y_1=$$

$$y_1. = \frac{I_{AN}}{A_{st}} = 7.26 \text{ cm} \quad y_1 = 7.26 \text{ cm}$$

$$y_2= h - y_1= 15 - 7.26 = 7.74 \text{ cm}$$

❖ La contrainte dans le béton :

$$I_{AN}=33.33(7,26^2 + 7,74^2)+15(4,52)(7,26 - 2) =30084,44 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M}{I_{AN}} \times y_1 \times 7.26 = 2,034 \text{ Mpa} < 15 \dots \dots \dots \text{é}$$

$$\sigma \leq \sigma_{ad} = 0,6 \times 15$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

❖ Dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \sigma_{sd} = \frac{2}{3} \times 0,5 \times 110 = 226,67$$

$$= 15 \times \left(\frac{8,43 \times 10}{300844400} (130 - 72,6) \right) = 241.26$$

$$241.26 < 266,6 \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

c) Vérification de la flèche

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1. - \geq \frac{1}{200}, \quad \frac{1}{200} = 0,005 > \frac{1}{200} = 0,004$$

$$2. - \geq \frac{1}{250}, \quad \frac{1}{250} = 0,004 > \frac{1}{250} = 0,006$$

$$3. \frac{1}{200} \leq \frac{1}{200}, \quad \frac{1}{200} = 0,005 < \frac{1}{200} = 0,009$$

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

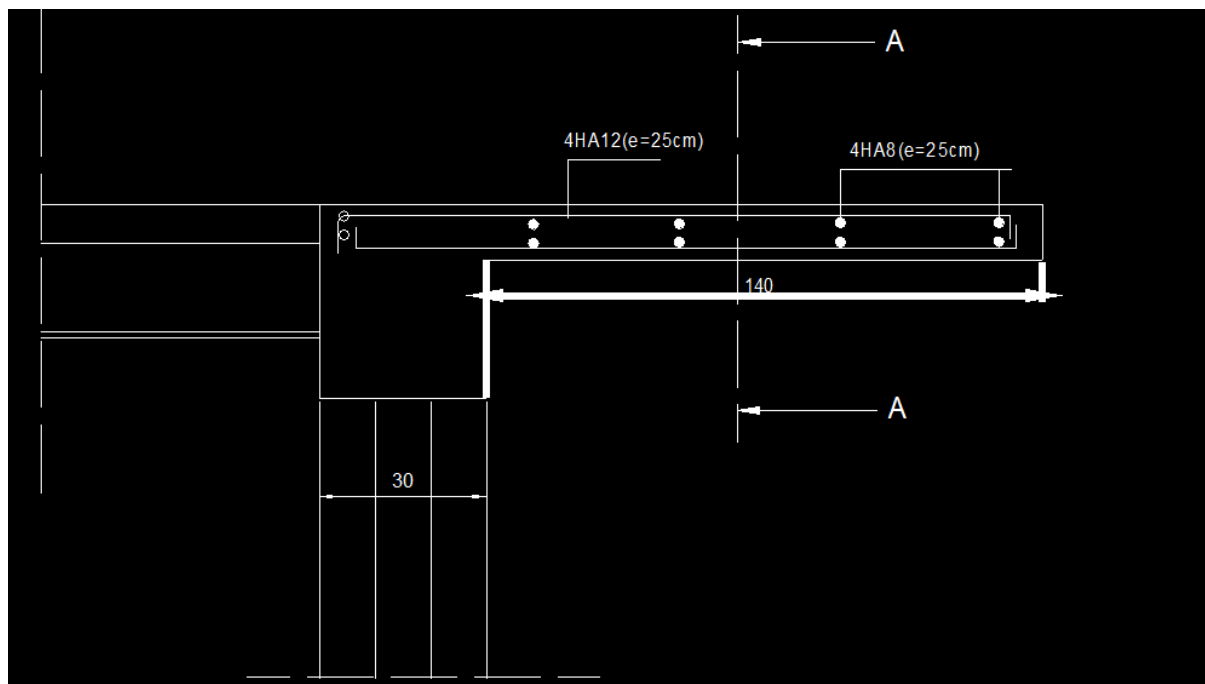
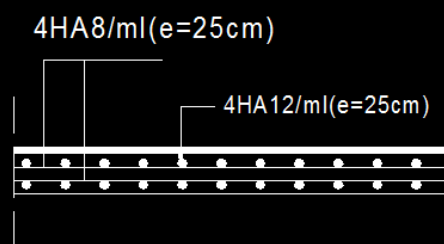


schéma du ferrailage du balcon



COUPE A-A

PLAN DE FERRAILAGE DU BALCON

III.6. Salle machine :

Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (08niveaux), un ascenseur a été prévu .

- **Caractéristique de l'ascenseur:**

$L_x=2,20m.$

$L_y=2.40m.$

$S=5,28.$

- **Charge nominale, la surface et le poids total :**

Charge : 630Kg \Rightarrow 8personne = 6,3KN

Poids totale : $Q= 8tonnes= 80KN$

La vitesse : $V=1m/s$

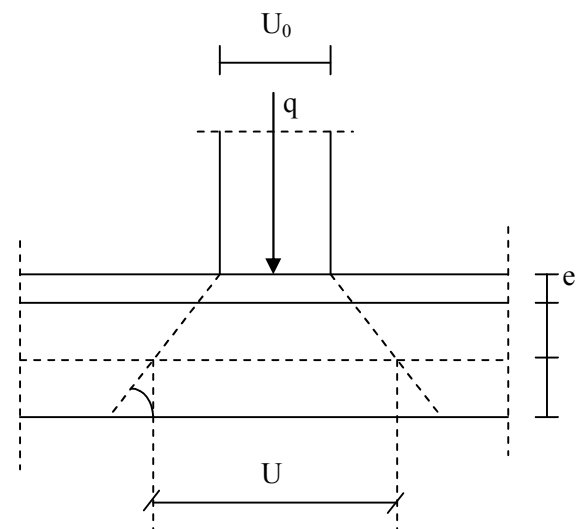
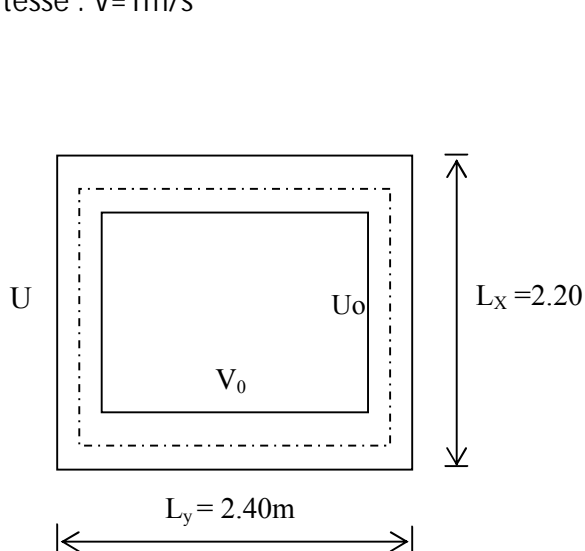


Figure : Schéma de la salle machine

❖ Calcul de la dalle pleine :

Hypothèse :

La dalle est coulée sur place liée par des amorces.

La machine est centrée au milieu.

Pour le calcul de cette dalle on utilisera les abaques de PIGEAUD.

- **Redimensionnements :**

Epaisseur de la dalle :

$$h \geq \text{---} = \text{---} = 8 \text{ cm} \Rightarrow h = 15 \text{ cm}$$

- Calcul des sollicitations :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{220}{240} = 0,91$$

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

- Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

- Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

$$\rho = 0.910 \rightarrow \mu_x = 0.0447 \text{ et } \mu_y = 0.8036$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0.15 \times + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ ml} = 4.85 \text{ KN/ml.}$$

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

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

$$M_{uxl} = 0,0447 \times (8.0475) \times (2,2)^2 = 1.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 0.8036 \times 1.74 = 1.39 \text{ KN.m}$$

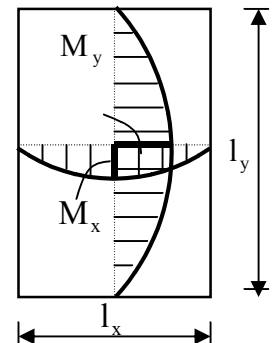
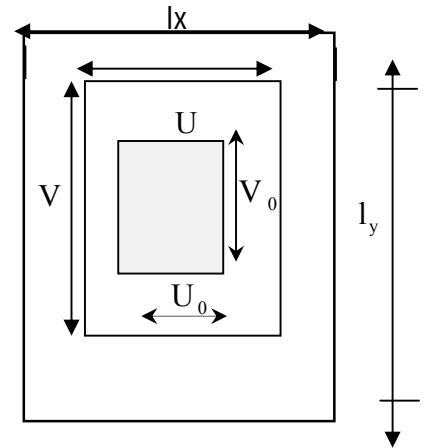
- Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0.2$

$$\rho = 0.91 \rightarrow \mu_x = 0.0518 \text{ et } \mu_y = 0.8646$$

$$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sxl} = 0,0518 \times (5.85) \times (2,2)^2 = 1.46 \text{ KN.m}$$

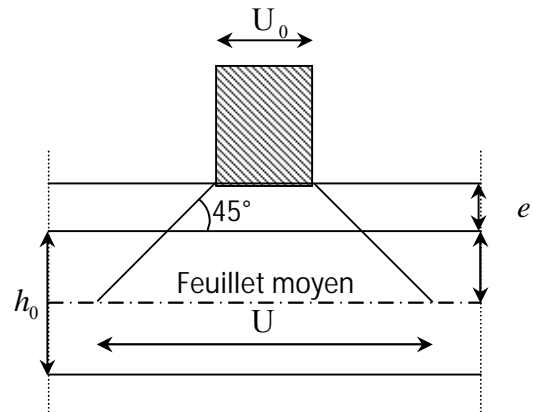
$$M_{sy1} = 0,8646 \times 1.46 = 1,26 \text{ KN.m}$$



- Moments dus à la charge localisée :

$$M_x = P.(M_1 + \nu.M_2)$$

$$M_y = P.(\nu.M_1 + M_2)$$



M_1, M_2 coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

U et V cotés du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$V = V_0 + 2 \cdot \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right)$$

$$U = U_0 + 2 \cdot \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right)$$

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1.0$

$$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$$

$$\text{A.N : } U = U_0 + 2 \times 1 \times 0.05 + 0.15 = 1.05 \text{ m}$$

$$V = V_0 + 2 \times 1 \times 0.05 + 0.15 = 1.05 \text{ m}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{2.2} = 0.47 \text{ Et } \frac{V}{l_y} = \frac{1.05}{2.40} = 0.43.$$

Après interpolation on aura :

$$M_1 = 0.11 \text{ et } M_2 = 0.072$$

- Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

$$P_u = 1.35 \times 80 = 108 \text{ KN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 108 \times 0.11 = 11.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 108 \times 0.072 = 7.77 \text{ KN.m}$$

- Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0.2$

$$P_s = 80 \text{ KN.}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + v \cdot M_2) = 80 \times (0.11 + 0.2 \times 0.072) = 9.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (M_2 + v \cdot M_1) = 80 \times (0.072 + 0.2 \times 0.11) = 5.93 \text{ KN.m}$$

• **Superposition des moments :**

ELU :

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 13.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 9.16 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 11.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 7.19 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

En travée :

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 13.62 = 10.12 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 9.16 = 6.87 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_x^a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 13.62 = 6.81 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 9.16 = 4.58 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage du panneau :**

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée ($dx = 13 \text{ cm}$ et $dy = 12 \text{ cm}$).

$$\mu_b = \frac{M_{x^t}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.12 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.042$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.042 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_b = 0.042 \Rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_t = \frac{M_{x_t}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{10,12 \cdot 10^3}{0.979 \times 13 \times 348} = 2.28 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Zone	Sens	Mu(kN.m)	μ	β	A (cm ²)	Adoptée (cm ² /ml)	Espacement
Entravée	X-X	10,12	0,042	0,979	2,27	4HA10=3,14	25 cm
Sur appuis	X-X	6,81	0,027	0,987	1,52	4HA08=2,01	25 cm
En travée	Y-Y	6,87	0,028	0,986	1,54	4HA10=3,14	25 cm
Sur appuis	Y-Y	4,58	0.019	0,991	1,02	4HA08=2,01	25 cm

❖ Vérifications à l'état limite ultime :

• Espacements des armatures :

La fissuration est non préjudiciable.

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

Direction principale :

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

$e = 25\text{cm}$Condition Vérifiée.

Direction secondaire :

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

$e = 25\text{cm}$Condition Vérifiée.

• Diamètre maximal des barres :

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

Or $\varphi = 10\text{mm} \leq 15 \text{ mm}$Condition Vérifiée.

• 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 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas, $W = 0,8\text{‰}$, W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

Direction principale :

$$W_x = W \times (3 - \rho) / 2 = 0.0008 \times (3 - 0.80) / 2 = 0.00088.$$

$$A_{\min} = W \times b \times h = 0.00088 \times 100 \times 15 = 1.32 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$$

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

Direction secondaire :

$$W_y = \frac{W}{x} \geq W_0 \times (3 - \rho) / 2 = 0.0008 \times (3 - 0.80) / 2 = 0.00088.$$

$$A_y \geq 0,8\text{‰} \times 100 \times 15 = 1.32 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$$

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

• 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 :

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{108}{3 \times 1.05} = 34,28 \text{ KN.}$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U + V)} = \frac{108}{2 \times (1.05 + 1.05)} = 25,71 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{34,28}{1 \times 0.13} = 263,69 \text{ KN/m}^2 = 0.26 \text{ MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Verifier.}$$

- **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 :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \dots$$

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..

$$Q_u = 1.35 \times 80 = 108 \text{ KN.}$$

$$A.N: 0.045 \times 4,2 \times 0.15 \times 25 \times 10 / 1.5 = 472,5 \text{ KN} \geq 108 \text{ KN.}$$

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

- ❖ **Vérification à l'état limite de service :**

Les moments :

En travée :

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 11,41 = 8,60 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 7,19 = 5,39 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_x^a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 11,41 = 5,70 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 7,19 = 3,59 \text{ KN.m}$$

Zone	Sens	Ms(KN.m)	μ	β	A (cm ²)
Entravée	X-X	8,6	0,035	0.982	1.93
Sur appuis	X-X	5,7	0,023	0.988	1,27
En travée	Y-Y	5,39	0,022	0.989	1,32
Sur appuis	Y-Y	3,59	0,014	0.993	0.79

Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

- **Vérification de la flèche :**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{20} \text{ et } \frac{M_x}{M_y} \leq \frac{1}{4}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{220} = 0.068 \geq \frac{6,81}{20 \times 6,81} = 0,05 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{M_x}{M_y} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferraillée comme suit :

Sens x-x :

En travée : 4 HA10/ml Avec e=25cm.

Aux appuis : 4 HA08/ml Avec e =25cm.

Sens y-y :

En travée : 4 HA10/ml Avec e=25cm.

Aux appuis : 4HA08/ml Avec e=25cm.

Ferraillage : on a le même ferraillage dans les deux sens

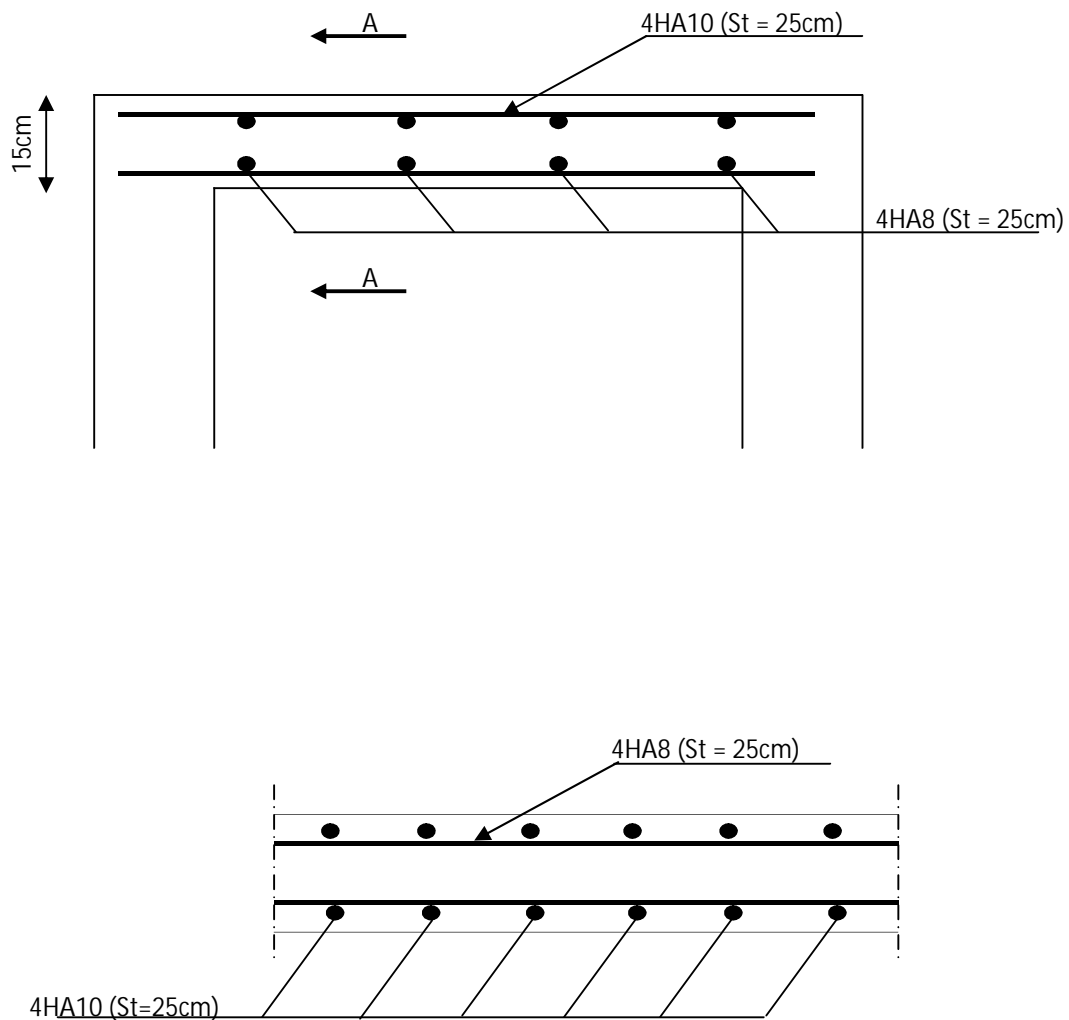


Figure III. : Coupe A-A

Figure : Plan de ferraillage de la dalle de la salle machine

Introduction :

À l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F), et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d. en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par L'ordinateur.

IV-1-1) Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour Les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation 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 que les déformations aux niveaux des nœuds sont inconnues.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV-1-2) Description de logiciel ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, Particulièrement adaptée aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : noeuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Element : élément

Restraints : encastré

Loads: charges

Uniformed loads: charges uniformes

Define : définir

Material : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

File : fichier

Copy : copier

Move : déplacer

Save : enregistrer

Save as : enregistrer sous

Add : ajouter

Delete : supprimer

Story : étage

Height : hauteur

IV-1-3) Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version de l'ETABS (Extended Three Dimensional Analysis Of Building Systems) Nonlinear Version 9.7.0.



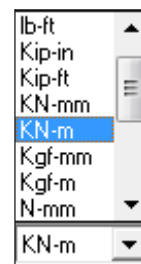
IV.2) ETABS de modélisations :

❖ Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

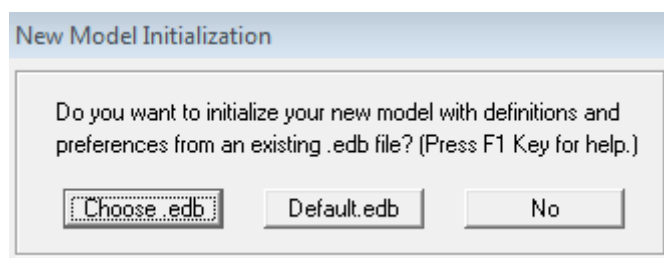
➤ **Choix des unités :**

Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela ce fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.



➤ **la géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**), puis on clique sur **Default.edb**.



Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

☒ Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction

Number Lines in Y Direction

Spacing in X Direction

Spacing in Y Direction

☐ Custom Grid Spacing

Story Dimensions

☒ Simple Story Data

Number of Stories

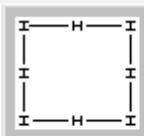
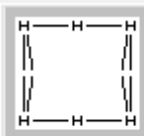
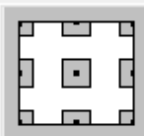
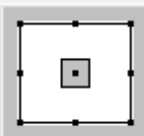
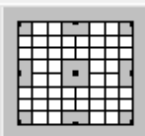
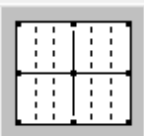

Typical Story Height

Bottom Story Height

☐ Custom Story Data

Units

Add Structural Objects

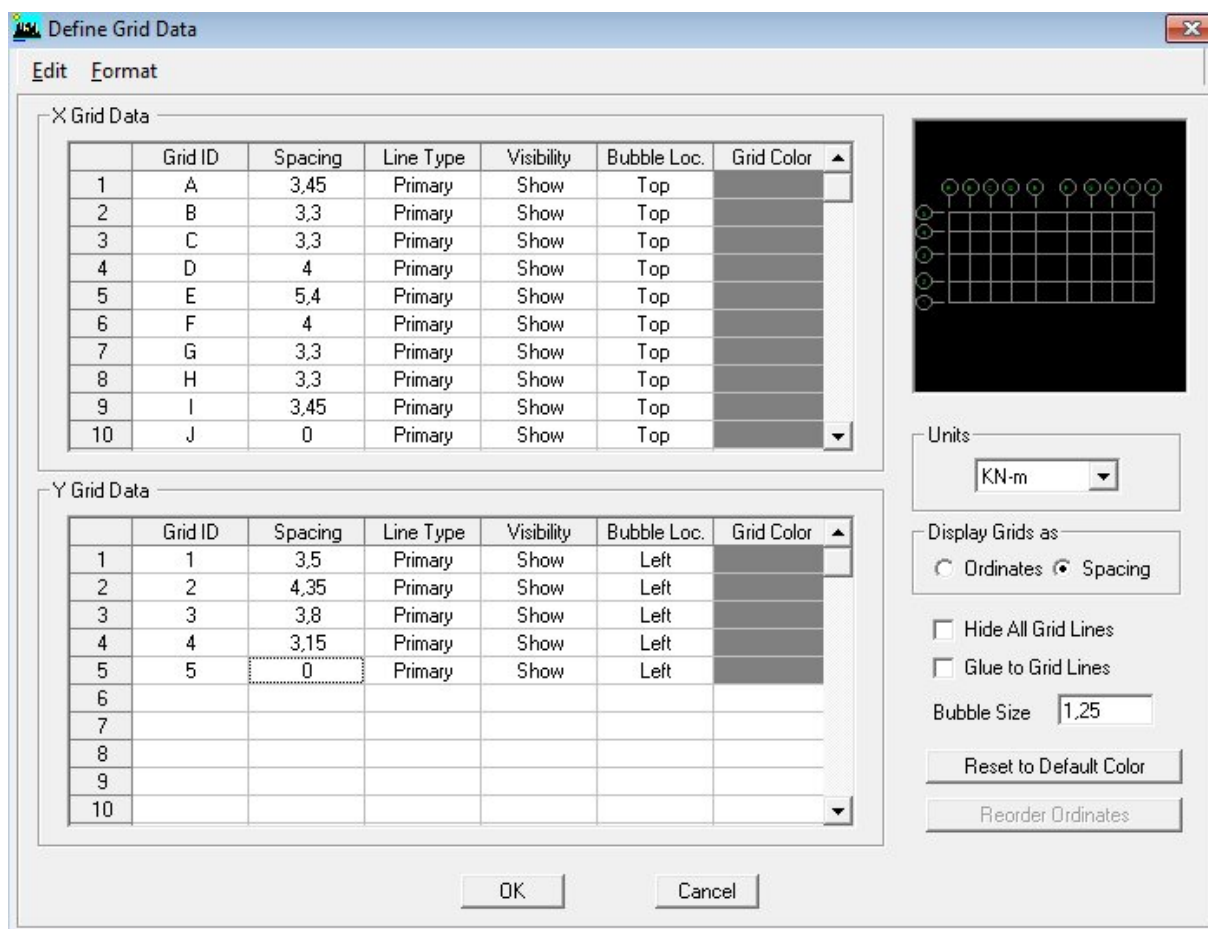
Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**

Pour une construction en Auto-Stable. On choisit l'icône **Grid Only**, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X (Number lines in X direction).
- Le nombre des lignes dans la direction Y (Number lines in Y direction).
- Le nombre d'étage (Number of stories)
- La Hauteur d'étage courant (typical story height).
- La Hauteur de RDC (bottom story height).

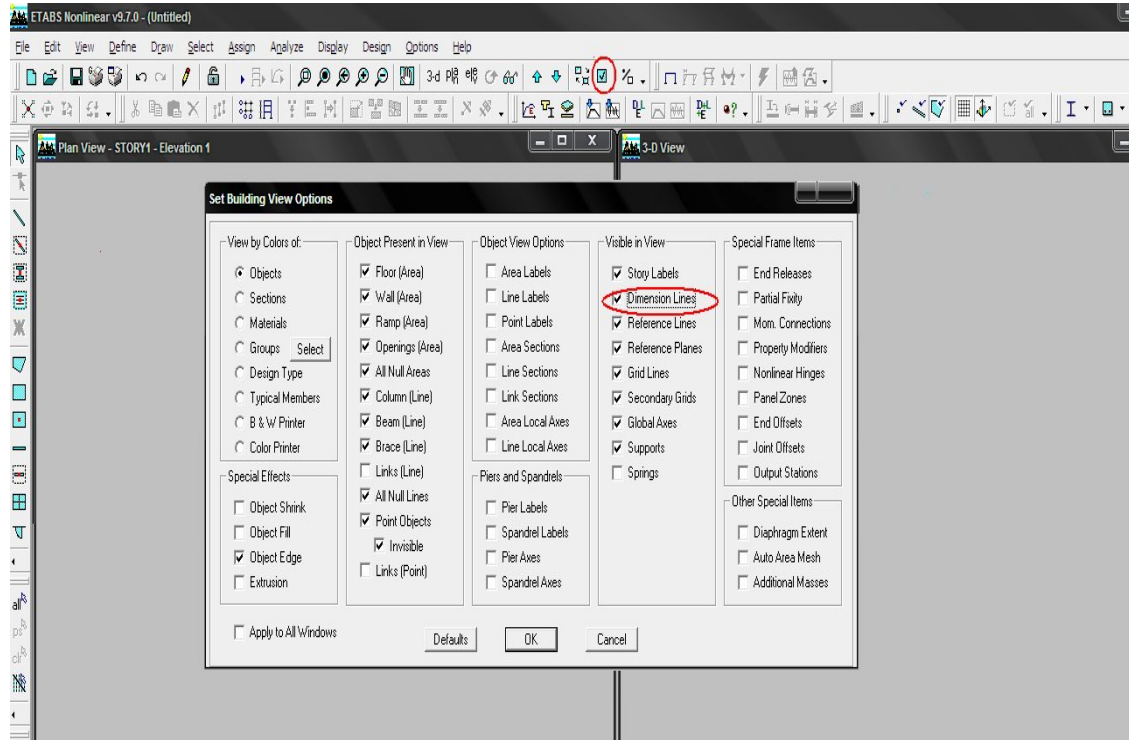
➤ **modification de géométrie de base :**

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisir **Edit gri data.**



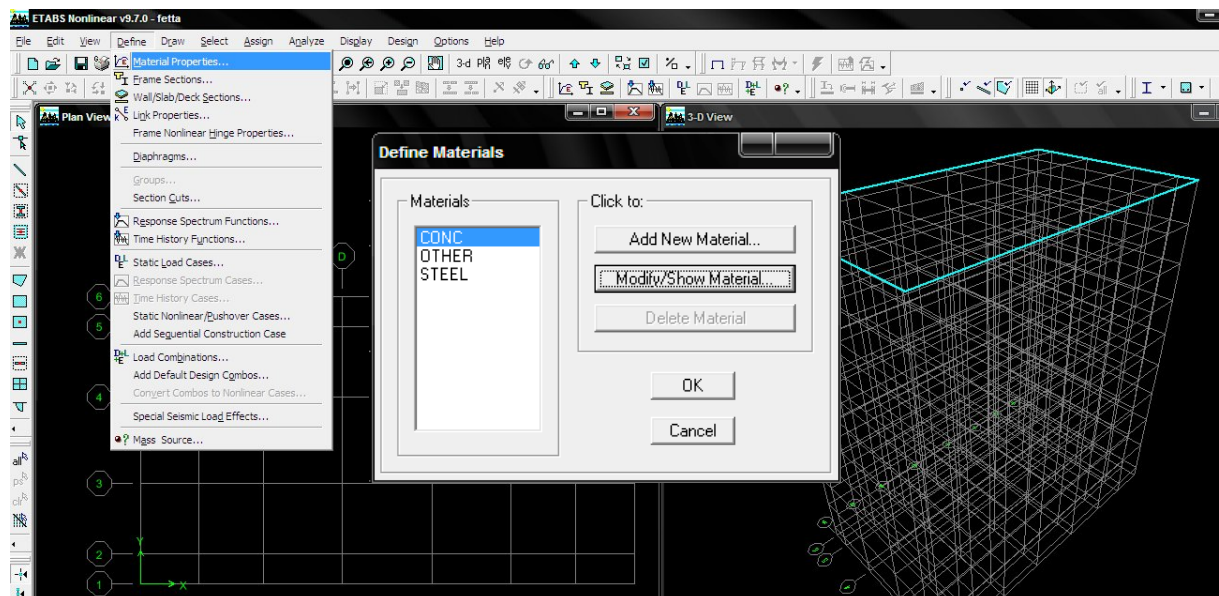
Vérification des dimensions :

La barre des tâches supérieure...set building view option...visible in view ... Dimension lines.



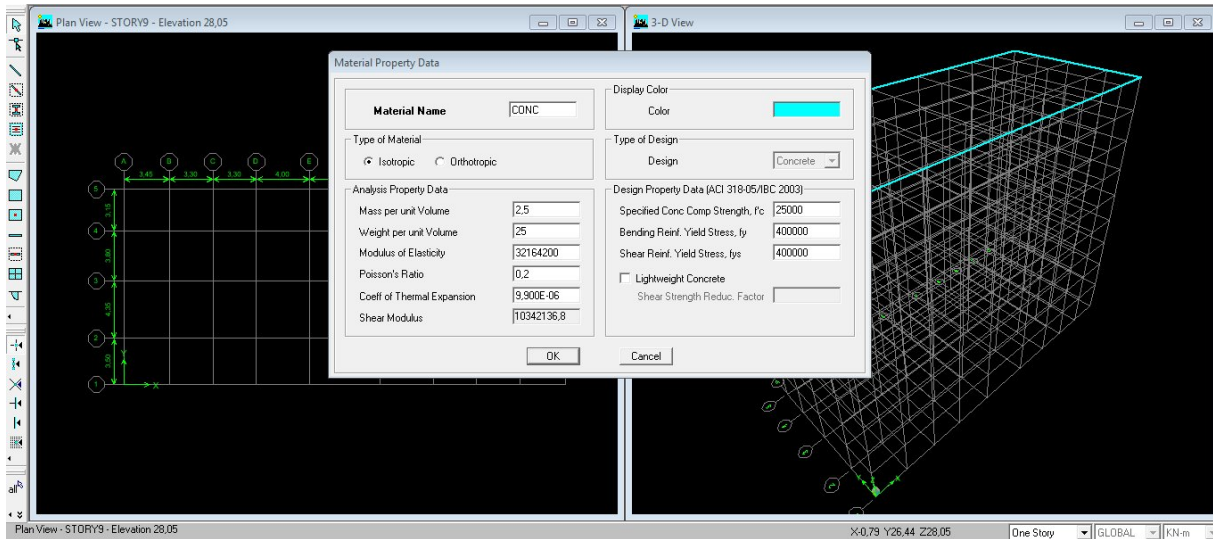
Deuxième étape :

➤ Définition des matériaux :



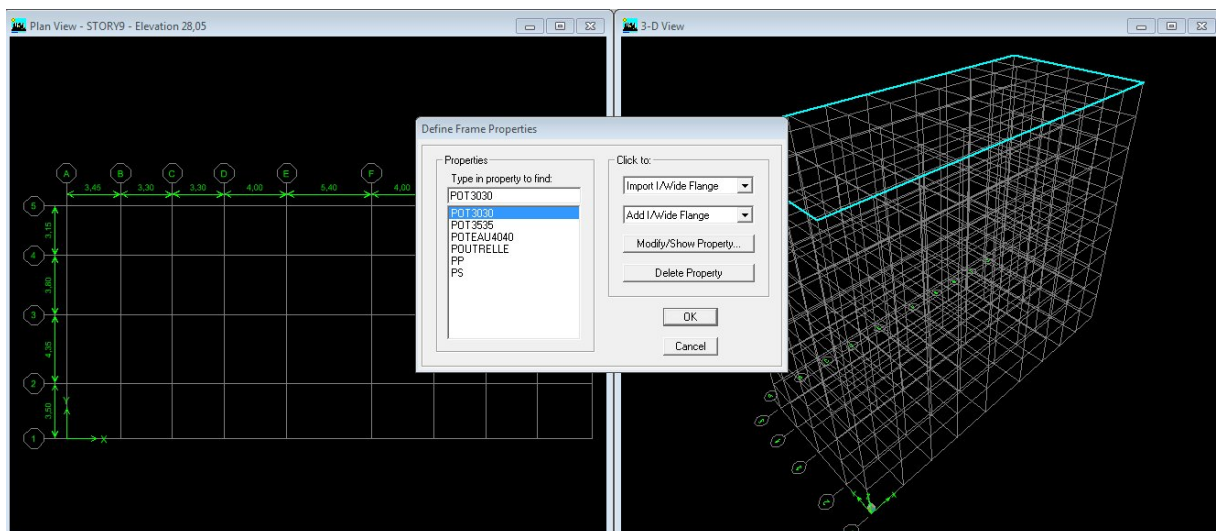
Pour modifier les caractéristiques du béton :

Sélectionner **conc** et cliquer sur **Modify /show Material**.



Choix des sections :

Dans le menu déroulant choisir : **Define** puis **Frame sections** comme nos sections sont rectangulaires on choisit dans la liste d'ajout de section : **Add rectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boîte).

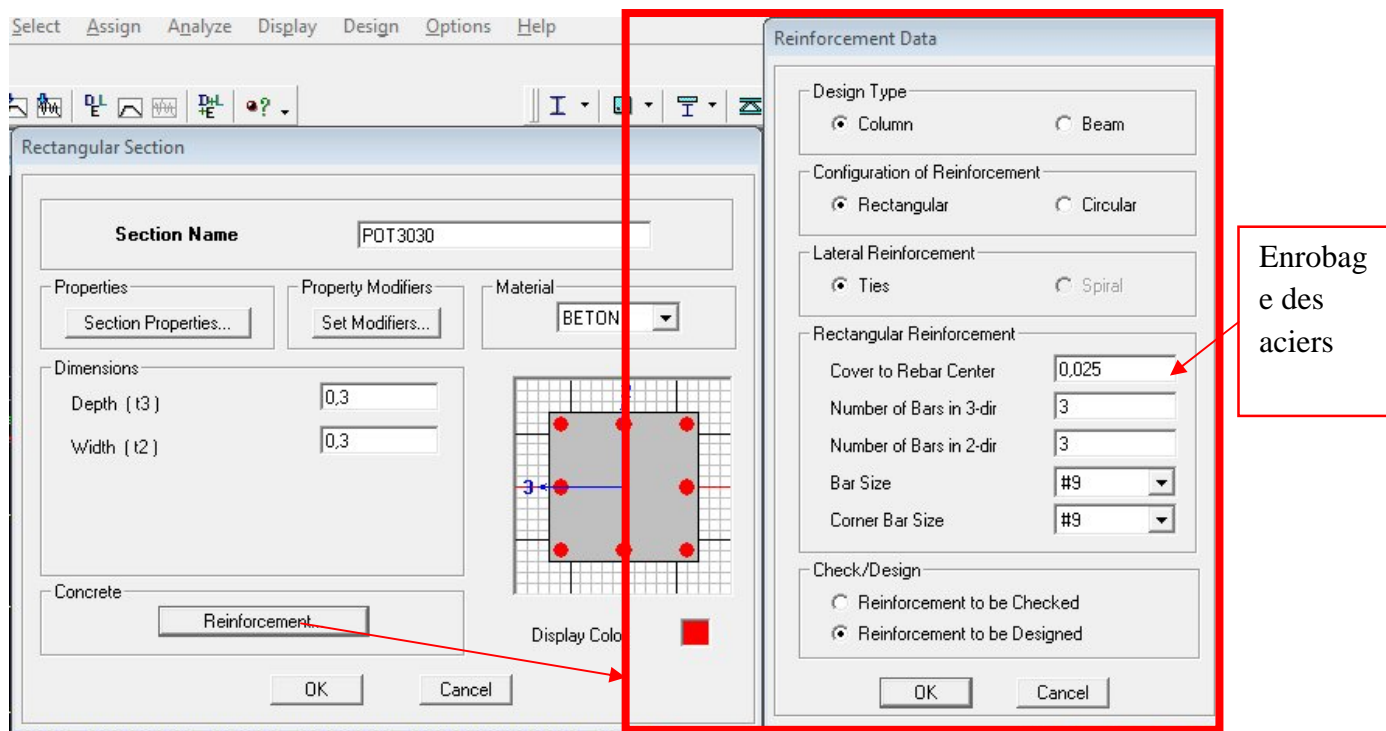


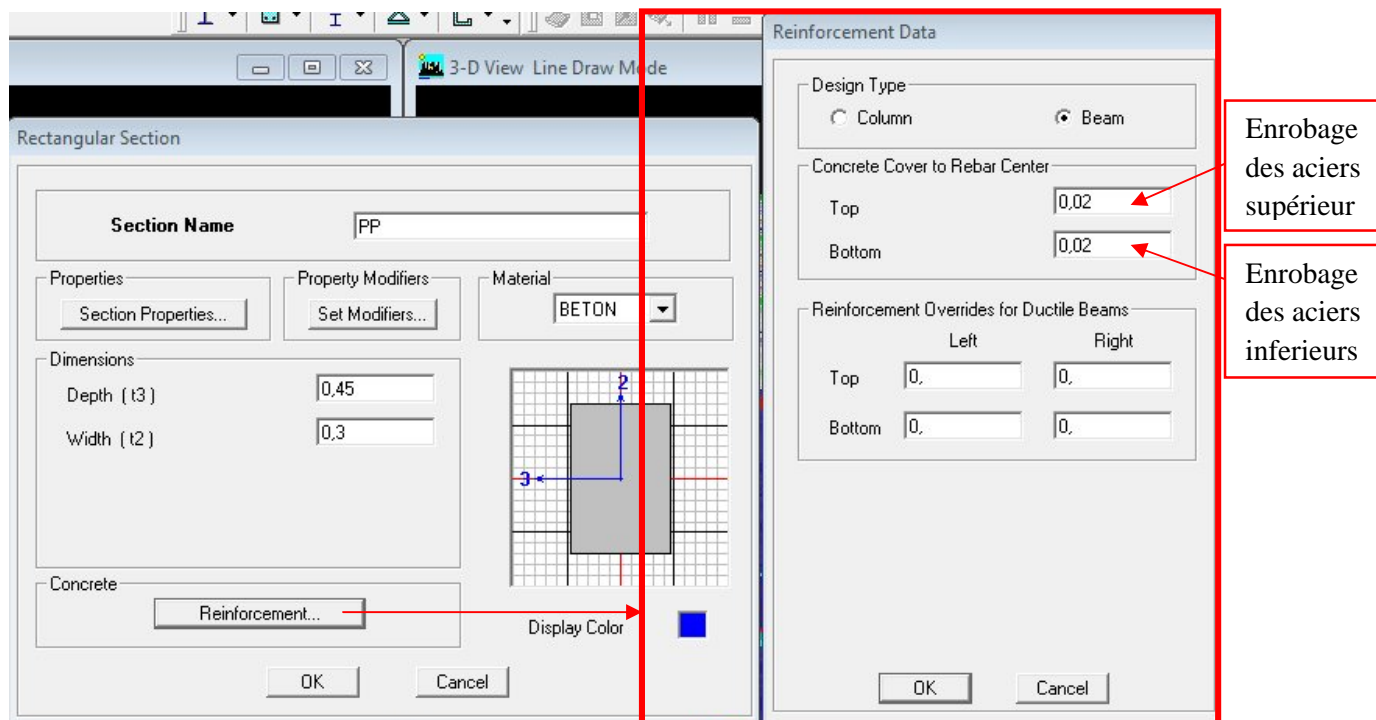
Définition des sections : La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

- ✓ Nom de la section **Section Name**.
- ✓ Choisir dans la liste des matériaux **Concrete** (béton) : **Material –CONC**.
- ✓ Hauteur : **Depth**.
- ✓ Largeur : **Width**.

Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections.

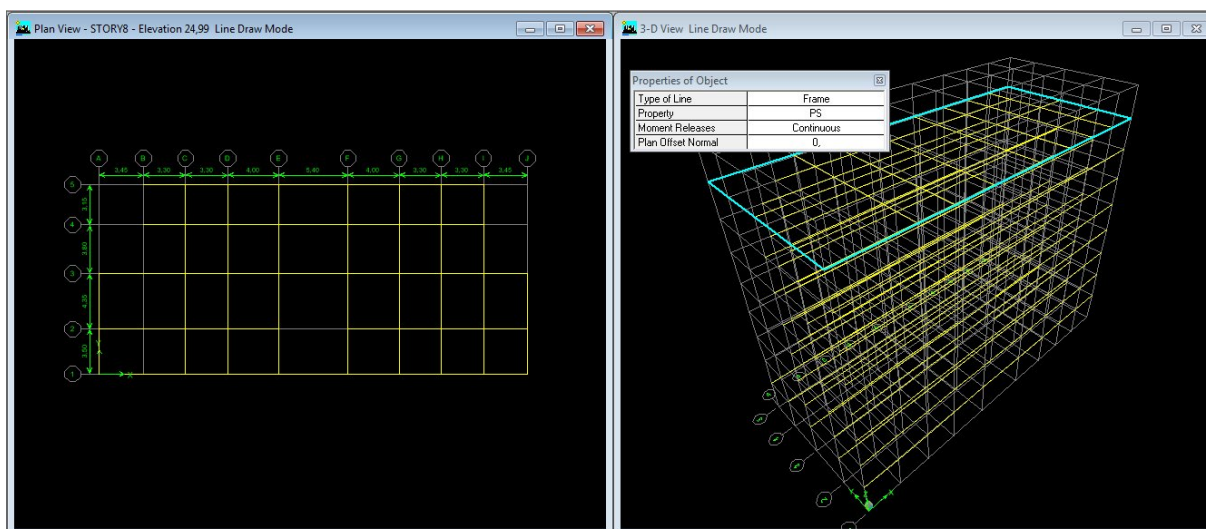
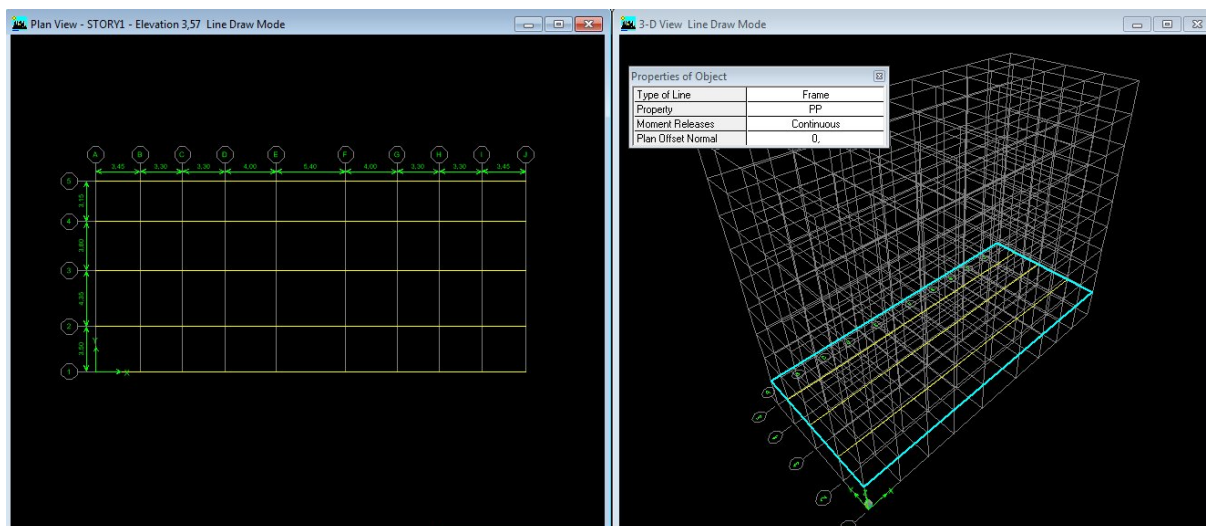
ENROBAGE DES ACIERS :



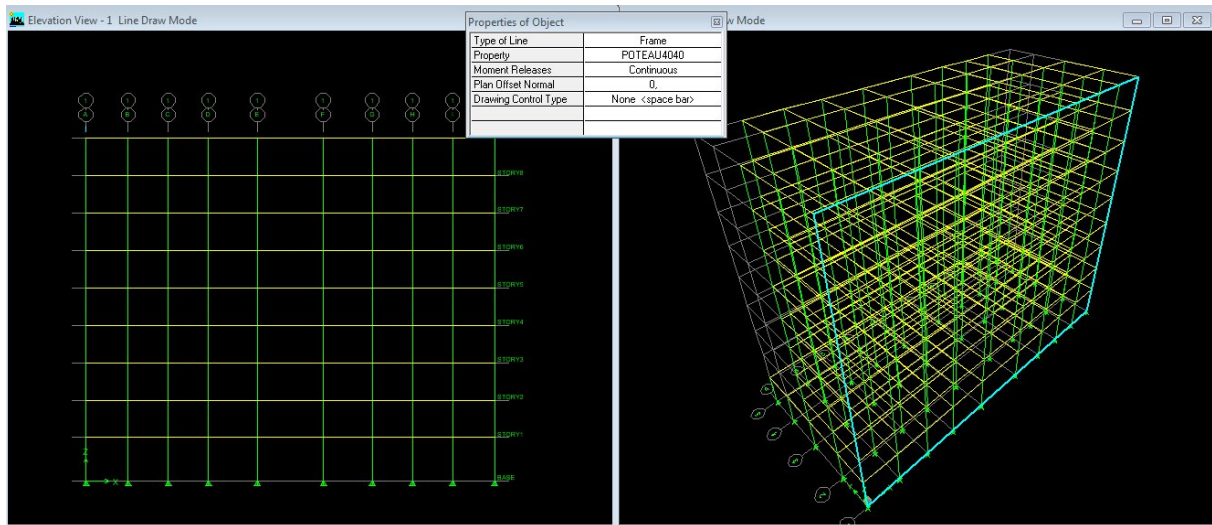


Pour tracer librement l'élément on choisit  et en clique sur le point de départ en suite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements des lignes.


Traçages des poutres principales et secondaire

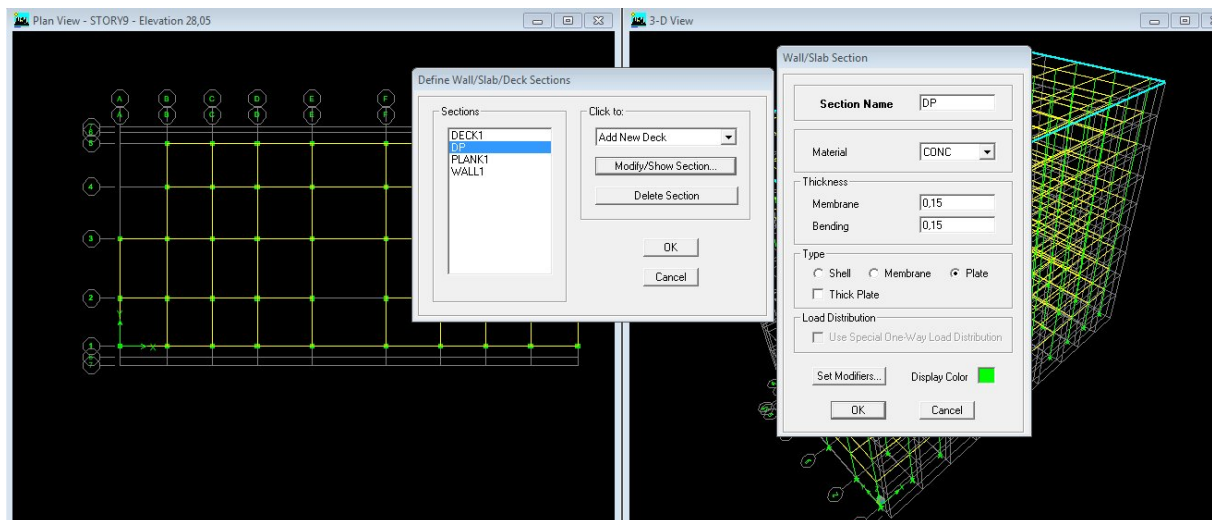


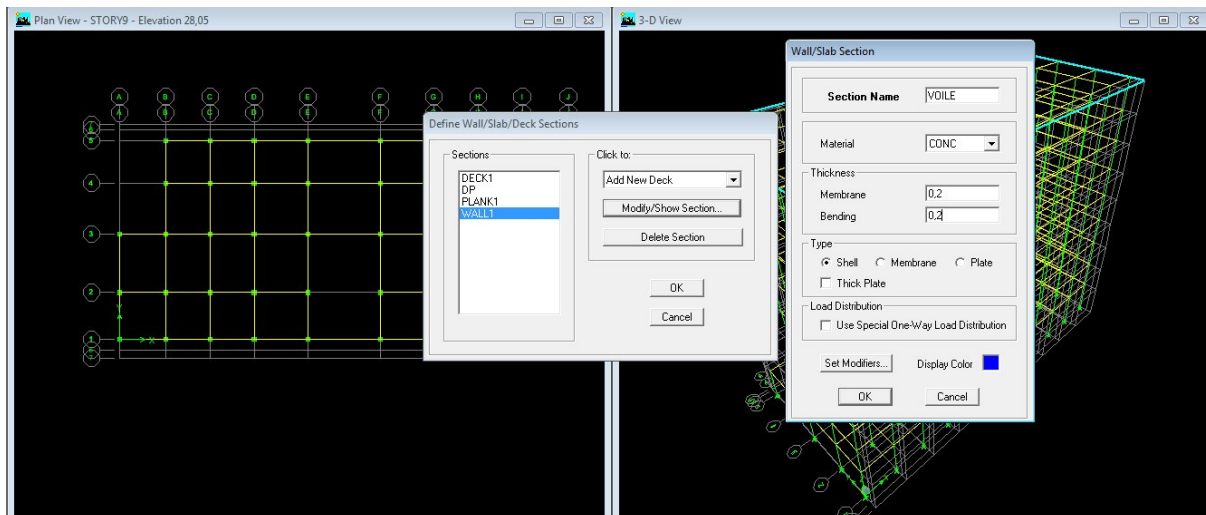
Traçages des poteaux :






Définition des voiles et des dalles plein :

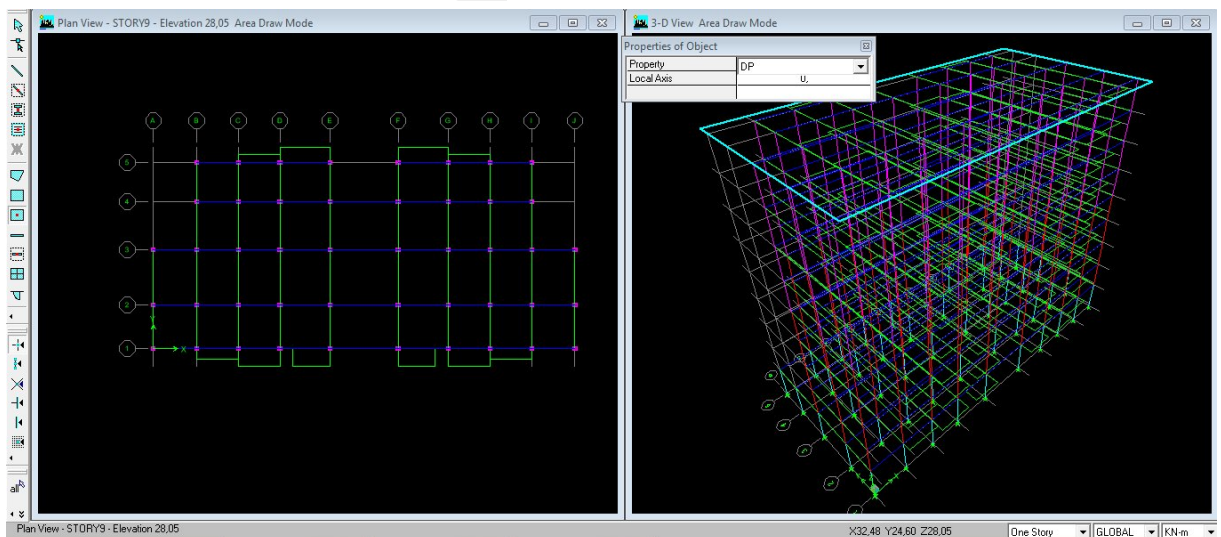
Define  (wall/slab/deck section). On clique sur **Add New wall** (pour les voiles) et **Add New slab** (pour les dalles plein), une nouvelle fenêtre va apparaître, là où il faut introduire un nom pour les sections et son épaisseur.






Pour rajouter des voiles et les dalles plein :

- Cliquer sur  cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.
- Pour tracer le voile librement on choisit .
- Pour tracer les dalles on clique sur .

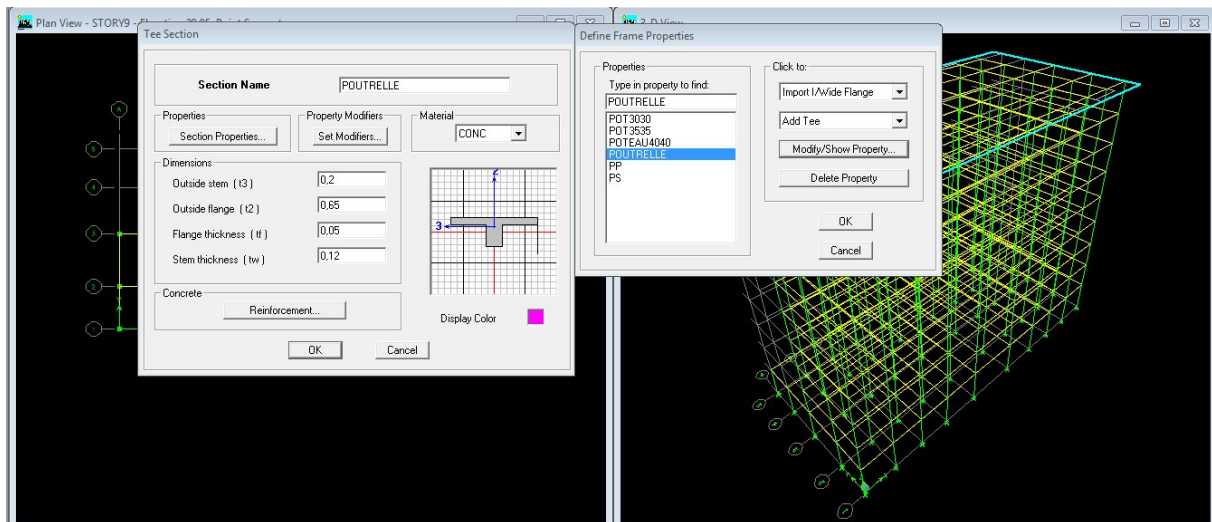


➤ L'encastrement à la base :

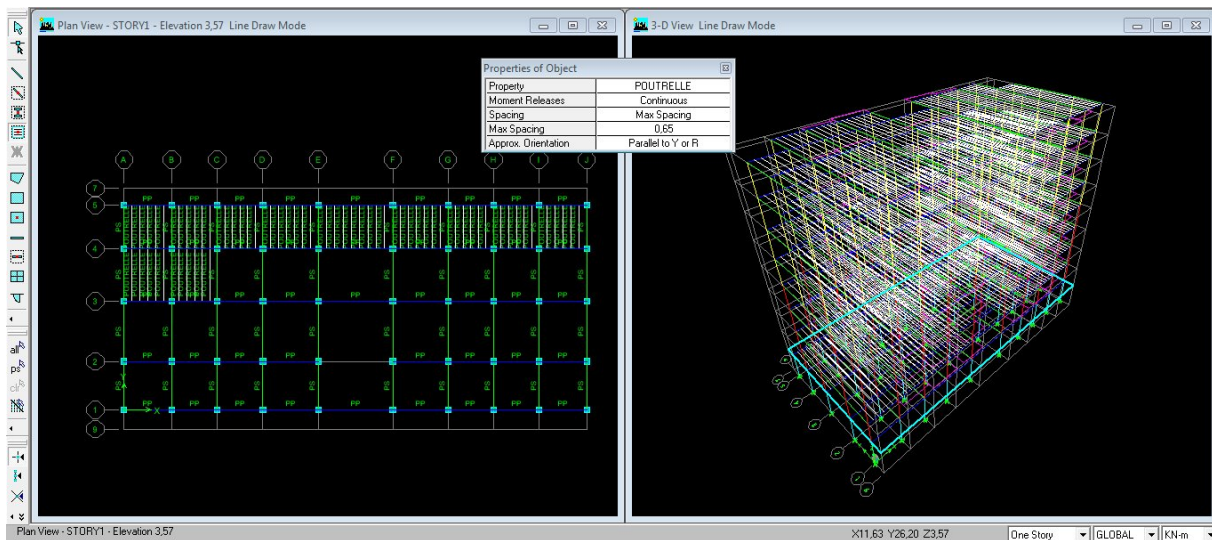
Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y ; on clique sur **Assign** → **joint/point** → **Restraint (supports)**  puis clique sur le symbole de l'encastrement  → ok.

Définition des poutrelles :

- Définition des dimensions des poutrelles



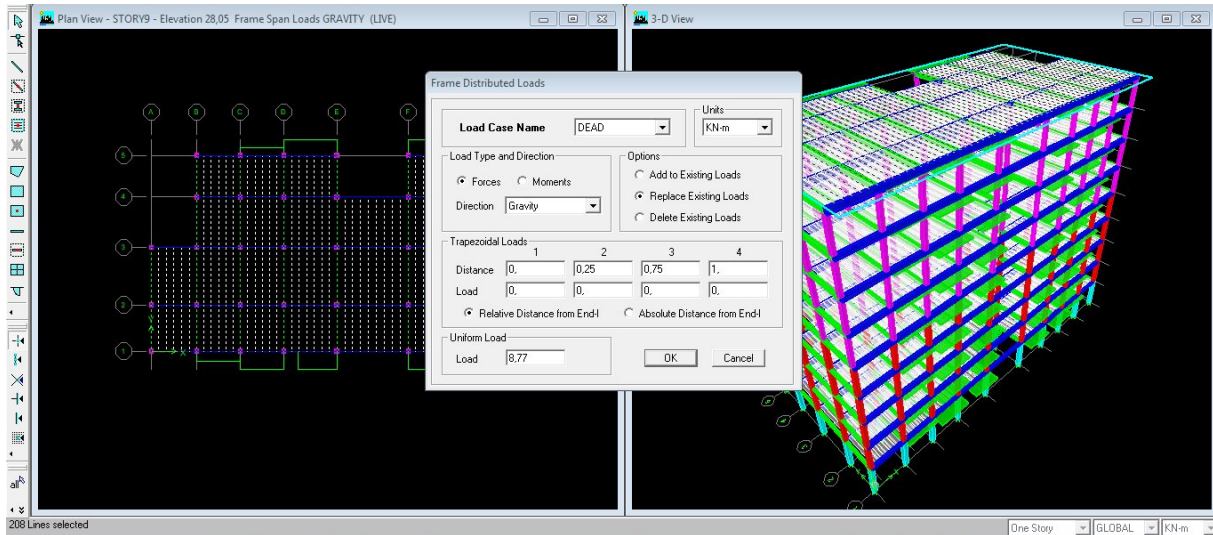
Pour tracer les poutrelles on clique sur



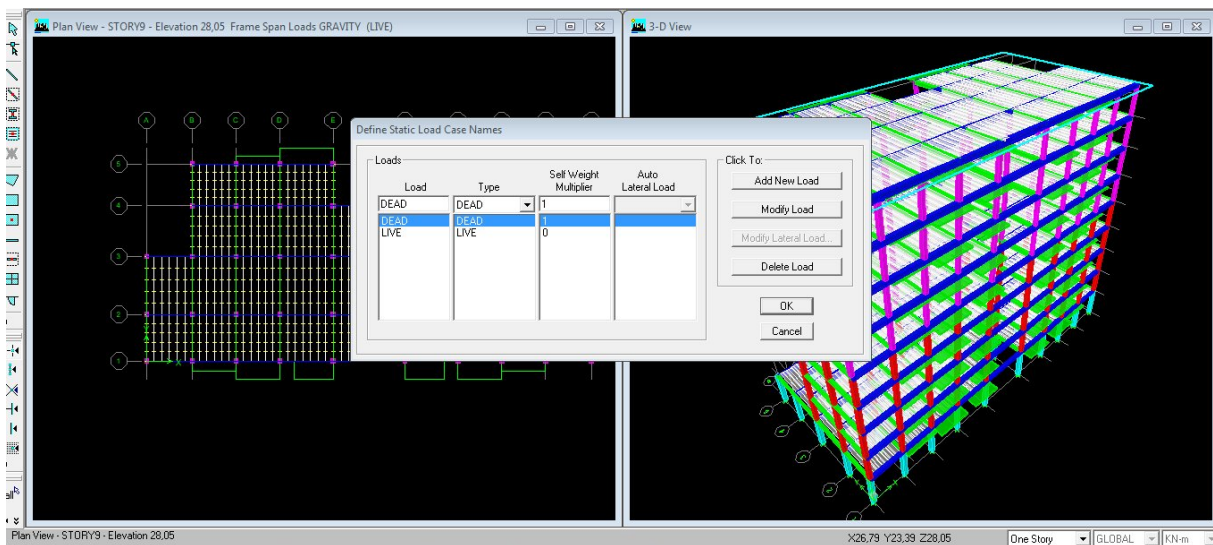
Troisième étape :

La troisième étape consiste à définir attribution et les charges appliquées sur la structure à modéliser

Attribution des charges aux poutrelles



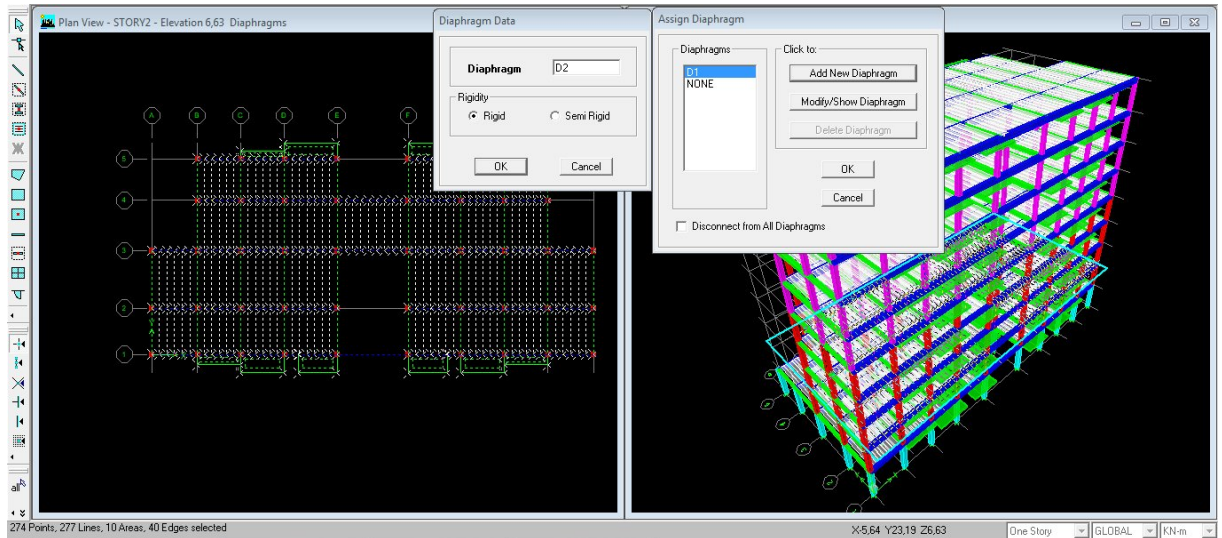
Définitions des charges



Quatrième étape :

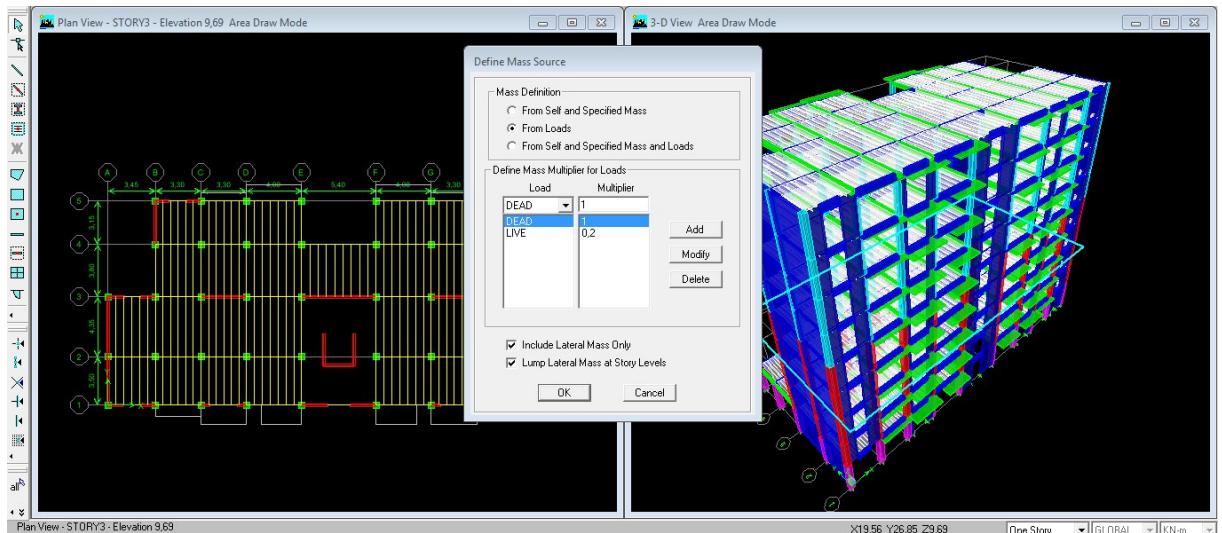
La quatrième étape consiste à définir les diaphragmes de la structure

- La définition des diaphragmes

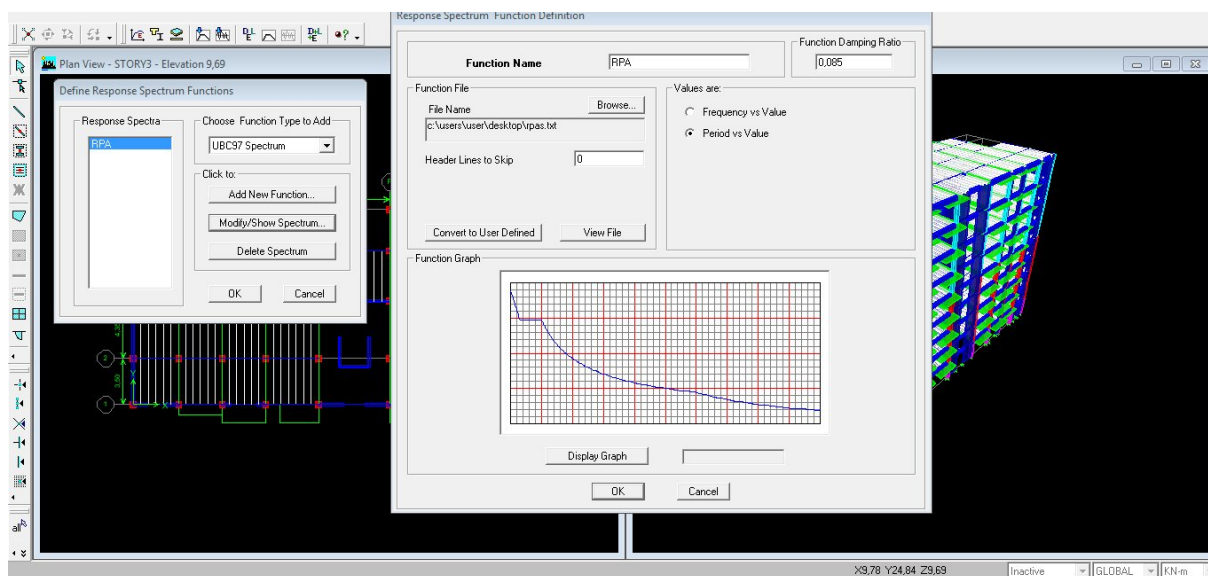
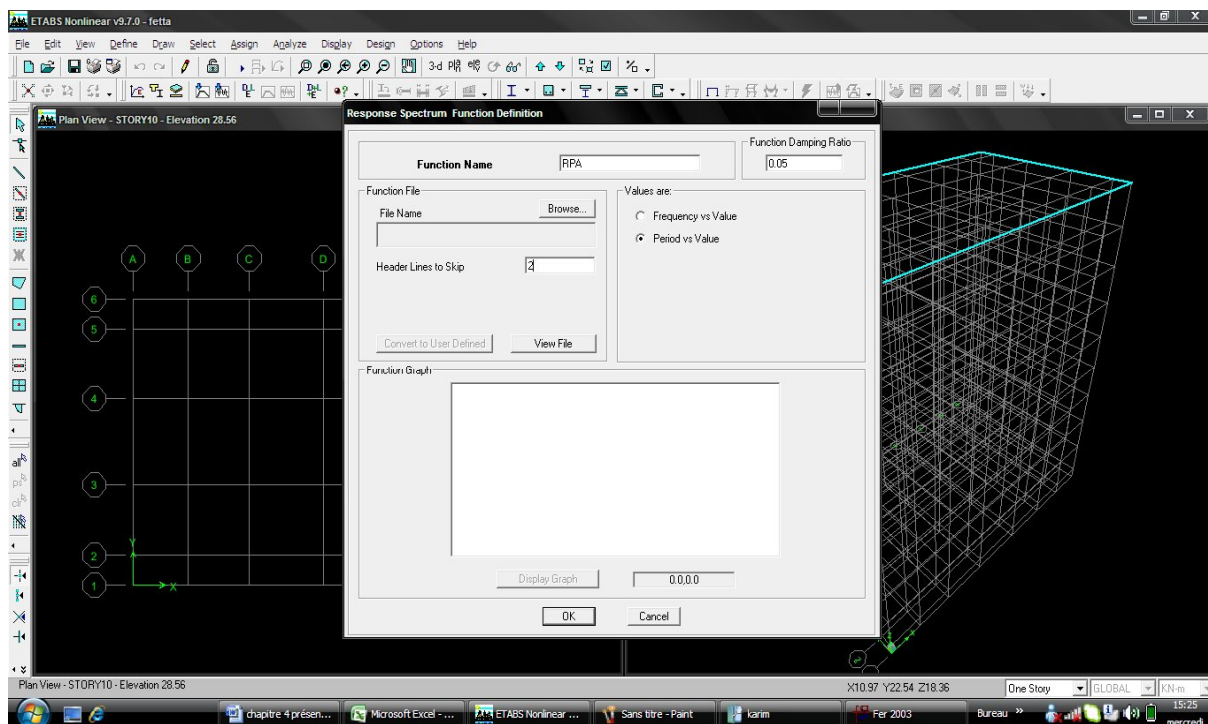


Cinquième étape :

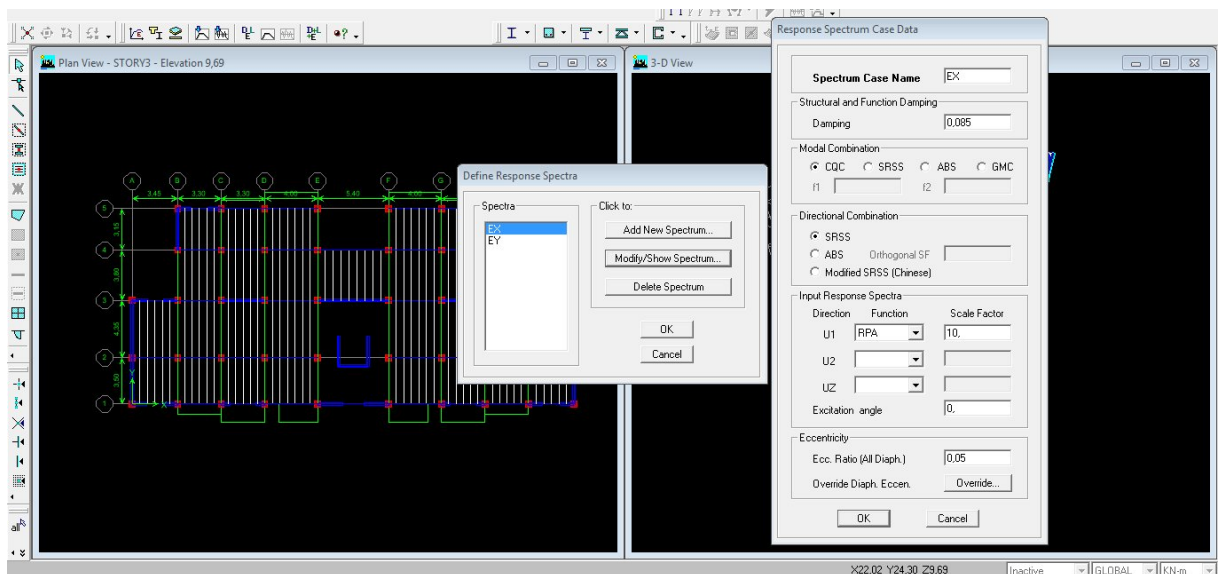
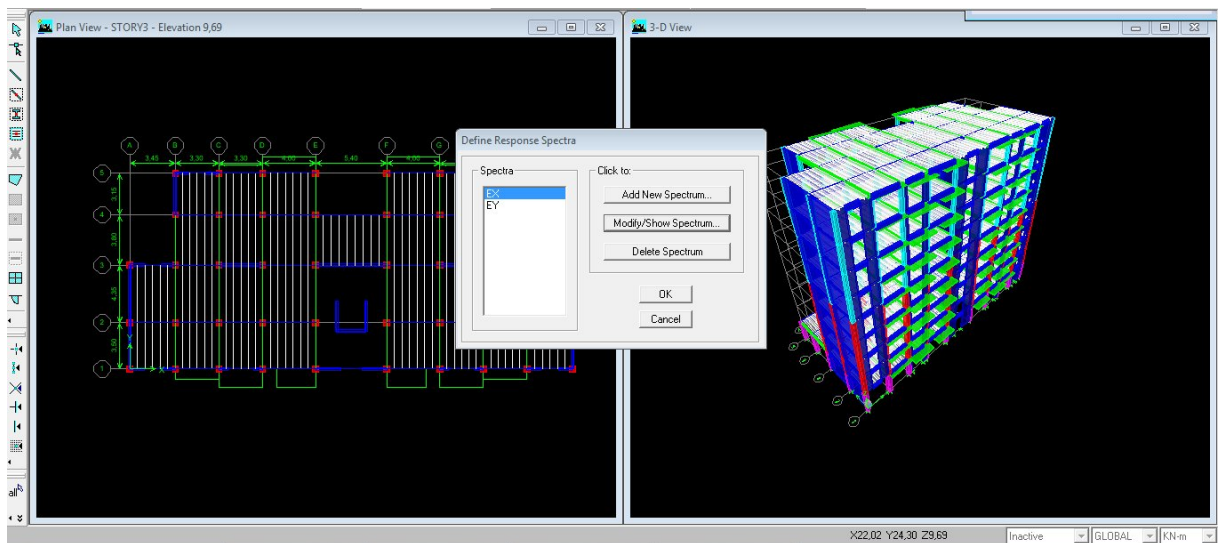
- Définition de centre de masse sismique



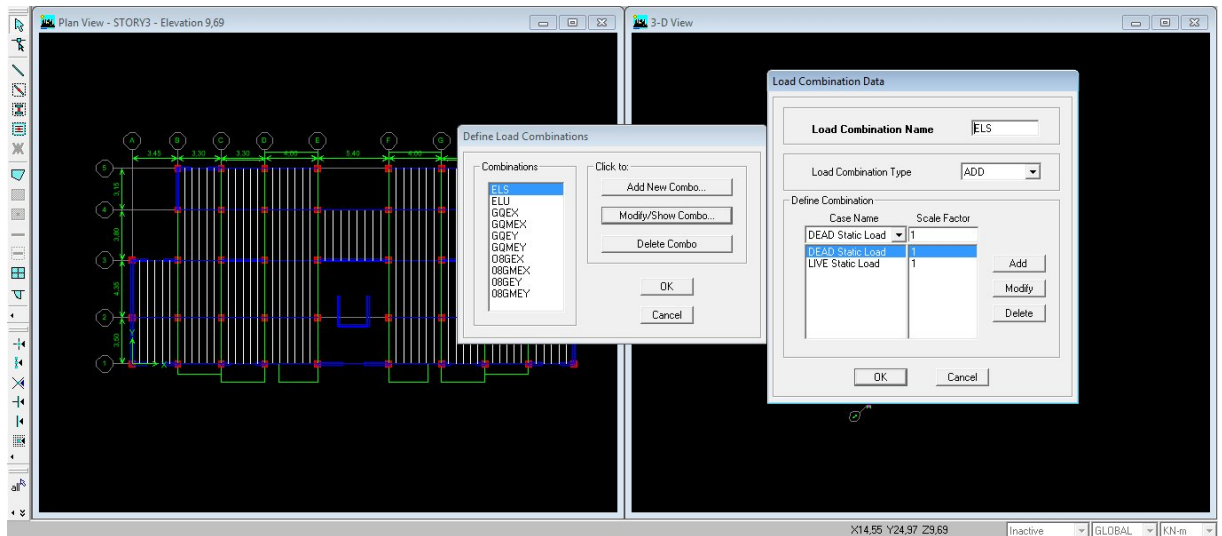
Définitions des charges sismiques



Définition de l'action sismique

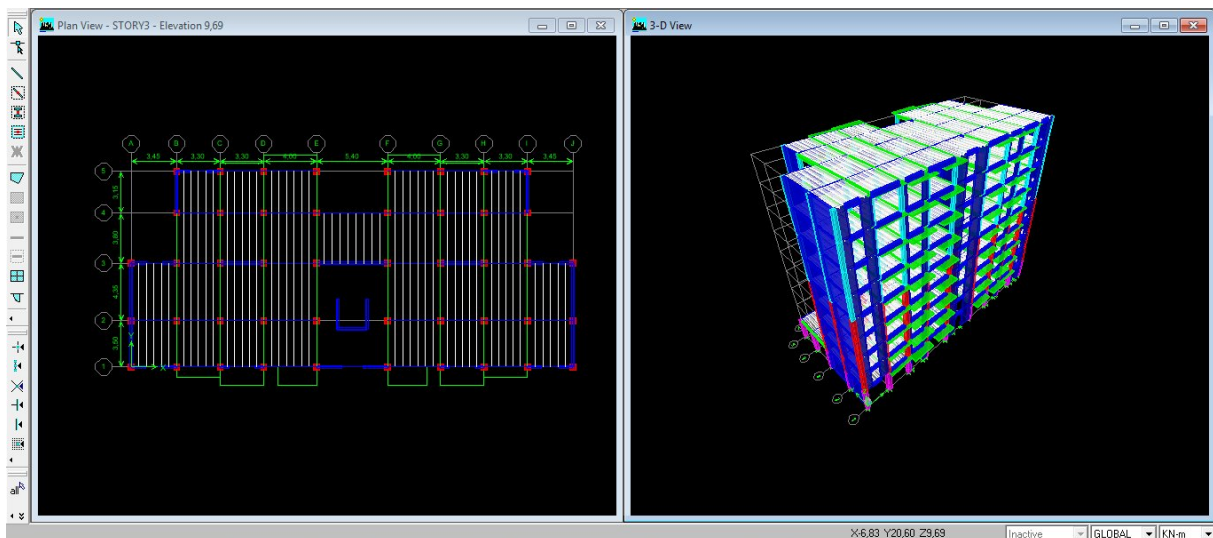


Définition des combinaisons charge :



Sixième étape

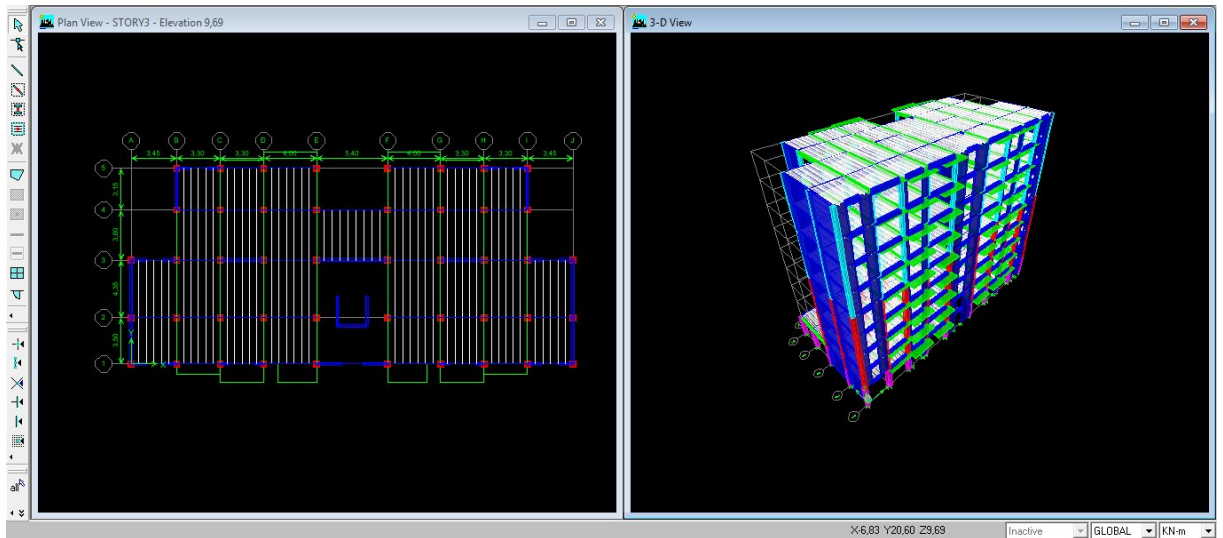
Mode de vibration : Analyse → set analysis options



– Définition de nombre de modes

Dynamie Analysis → set Dynamie parameters

on clique sur F5 pour lancer l'analyse.

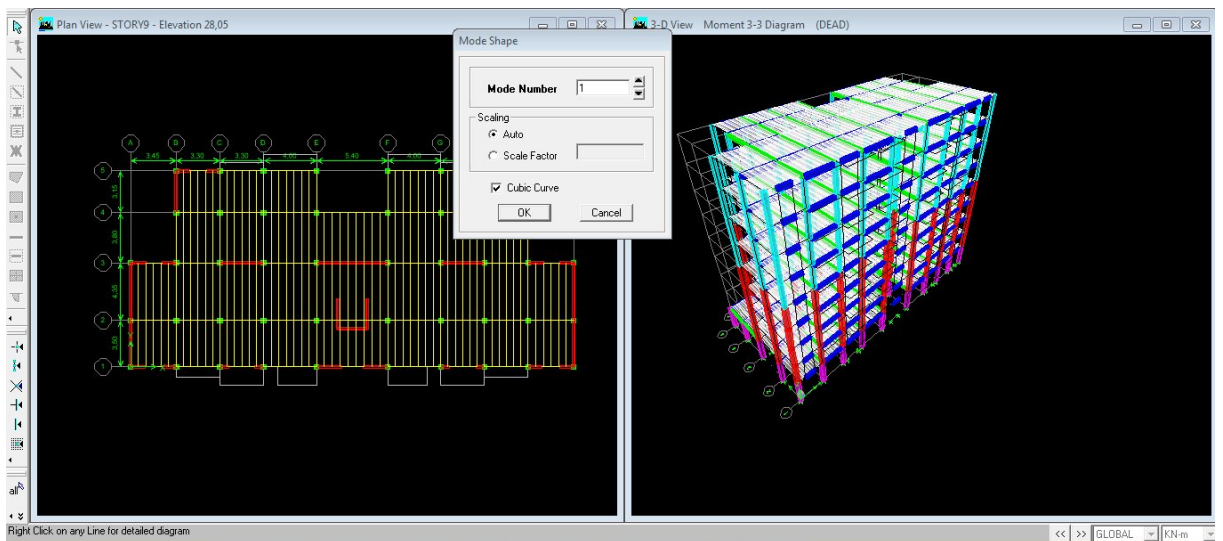


Septième étape

La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.

- Visualisation des différents résultats

✓ Le nombre de mode

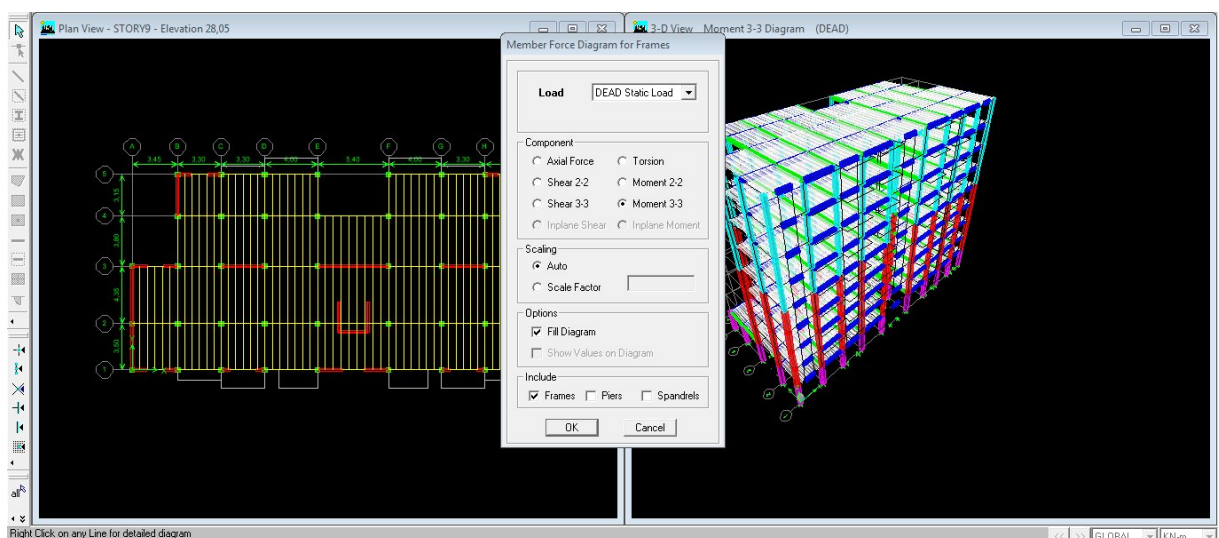


Les différents résultats

Les efforts internes :

Le menu display permet d'afficher les efforts internes avec show membre **Forces/stresses diagramme/support/ spring réaction**, et on aura la fenêtre suivante :

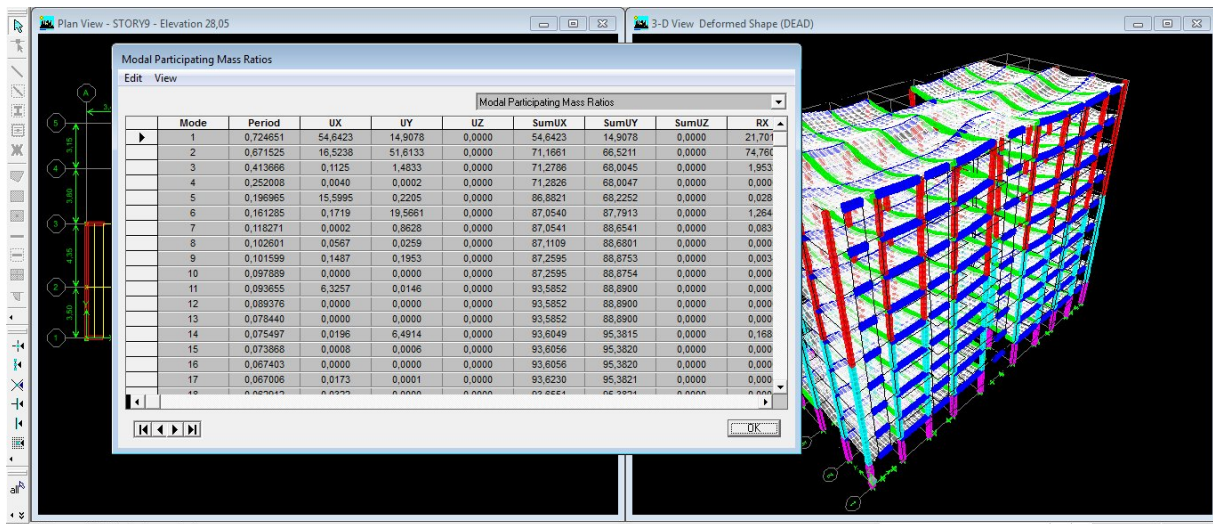
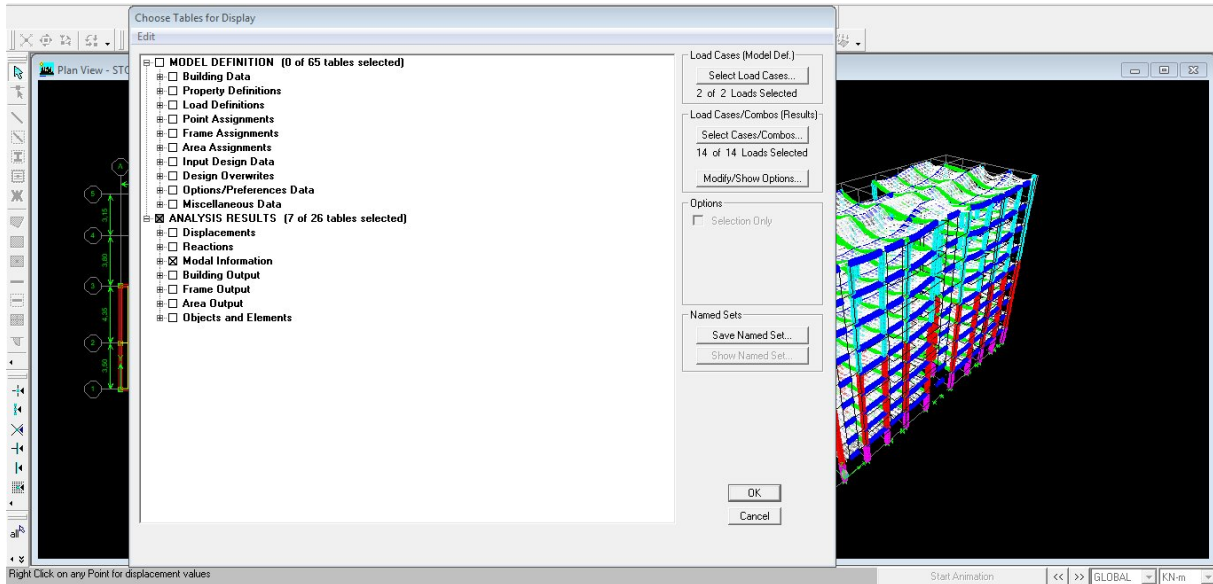
- Sélectionner le cas de chargement.
- L'option **Axial force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux(DEN).
- L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET).
- L'option **Shear 3-3** permet d'afficher les efforts tranchants hors plan
- L'option **Moment 3-3** permet d'afficher le diagramme des moments fléchissant (DMF)
- L'option **torsion et moment 2-2** permet d'afficher les moments autour d'axes.
- L'option **Seal factor** permet d'ajuster la taille des diagrammes.
- Pour voir les valeurs dans les diagrammes on découche **Fill diagramme** et on coche **Show values on Diagramme**.



Visualisation des résultats à l'écran

L'interface graphique de L'ETABS permet de visualiser les résultats sous différentes forme

Le menu **display** permet d'afficher les réactions avec **Show tables** —————> **Analysis results** —————> **déplacements**.



Introduction :

Les tremblements de terre (séisme) ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

Vérification de la participation massique: La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Mode	période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,724651	54,6423	14,9078	0	54,6423	14,9078	0
2	0,671525	16,5238	51,6133	0	71,1661	66,5211	0
3	0,413666	0,1125	1,4833	0	71,2786	68,0045	0
4	0,252008	0,004	0,0002	0	71,2826	68,0047	0
5	0,196965	15,5995	0,2205	0	86,8821	68,2252	0
6	0,161285	0,1719	19,5661	0	87,054	87,7913	0
7	0,118271	0,0002	0,8628	0	87,0541	88,6541	0
8	0,102601	0,0567	0,0259	0	87,1109	88,6801	0
9	0,101599	0,1487	0,1953	0	87,2595	88,8753	0
10	0,097889	0	0	0	87,2595	88,8754	0
11	0,093655	6,3257	0,0146	0	93,5852	88,89	0
12	0,089376	0	0	0	93,5852	88,89	0
13	0,07844	0	0	0	93,5852	88,89	0
14	0,075497	0,0196	6,4914	0	93,6049	95,3815	0

1 tableau de la vérification de la participation massique:

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 11**.
- ❖ **Vérification de l'effort tranchant à la base:**

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

$$= \frac{\dots}{\dots}$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone.
- **R** : structure contreventé par voiles porteurs.
- **W** : poids total de la structure
- **D** : facteur d'amplification dynamique

✓ **Calcul de Q** : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = \dots + \sum$$

Pq: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non »

1) Régularité en plan :

-Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des Rigidités que pour celle des masses..... **Condition vérifiée.**

- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des Contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans Leur plan. Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit Rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$= 467,18^2 \rightarrow 0.15 * 467,18 = 70,077^2$$

$$= 42,39^2 \rightarrow < \text{Condition vérifiée.}$$

La régularité en plan est vérifiée $P_1 = 0$

2) Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur Vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la Fondation..... **Condition vérifiée.**

-Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou Diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet

du bâtiment..... Condition vérifiée.

La régularité en élévation est vérifiée $P_2 = 0$

3) Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Suivant x-x : Condition non vérifiée. $P_{3x} = 0.05$

Suivant y-y : Condition vérifiée. $P_{3y} = 0.0$

4) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale

D'espacement ne dépassant pas 1,5

Suivant x-x : Condition vérifiée. $P_{4x} = 0$

Suivant y-y : Condition vérifiée. $P_{4y} = 0$

5) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le séisme du 21 MAI 2003

$P_5 = P_6 = 0$

Conclusion :

$Q_x = 1.05$ et $Q_y = 1$

✓ Calcul de facteur d'amplification dynamique D :

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau

(4.7.Art3.3 RPA99/ version 2003).

La nature du sol : meuble (site S3) $\Rightarrow T_2 = 0,50s$

η : Facteur de correction d'amortissement. $= \frac{\xi}{\xi_c} \geq 0,70$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau

(4.2. RPA99/version 2003).

$$\xi=8,5\% \Rightarrow \eta = \frac{\xi}{\xi_c} = 0,81 \Rightarrow \eta = 0,81$$

T : Période fondamentale de la structure.

Avec :

$$T_{\text{empirique}} = \min \left(0,09 \sqrt[3]{\frac{h}{c}} ; c \cdot h \right).$$

- **Sens x-x :**

$$T_{\text{empirique}} = 0,433s \quad (D=33,90m ; C_t=0,05 ; h_n=28,05m)$$

$$T_{\text{numérique}} = 1,3 \times 0,433 = 0,563s$$

$$T_2 = 0,50s \leq T = 0,563s \leq 3,00s$$

$$D_x = 2,5\eta \left(\frac{0,50}{0,563} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,87$$

- **Sens y-y :**

$$T_{\text{empirique}} = 0,609s \quad (D=15,20).$$

$$T_{\text{numérique}} = 1,3 \times 0,609 = 0,792s$$

$$T_2 = 0,50s \leq T = 0,792s \leq 3,00s$$

$$D_y = 2,5\eta \left(\frac{0,50}{0,792} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,49$$

Conclusion :

$$A = 0.15$$

$R = 4$ (portique contreventé par des voiles).

$W = 24673,387 \text{ KN}$ (poids total de la structure).

$D_x = 1.87$ (facteur d'amplification dynamique).

$D_y = 1.49$ (facteur d'amplification dynamique).

Application numérique :

$$V_x = 1816,732 \text{ KN.}$$

$$V_y = 1378,625 \text{ KN}$$

$V_{x\text{dyn}} = 1816,732 > 80\% V_x = 1453,385 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$V_{y\text{dyn}} = 1378,625 > 80\% V_y = 1102,90 \text{ KN}$Condition vérifiée.

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs Modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Justification du système de contreventement :

❖ Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** ».

➤ **Charges sismiques reprise par les voiles:**

Sens xx : 6240,28 KN (93,82%)

Sens yy : 7135,63 KN (95,24%)

➤ **Charges sismiques reprise par les portiques :**

Sens xx : 413,91 KN (6,18%)

Sens yy: 1988.33 KN (4,76%)

Conclusion : notre bâtiment est contreventé par voiles.

➤ **Vérification des déplacements :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Les résultats sont obtenus dans le tableau suivant :

Niveau	R	$\delta\kappa_x(m)$	$\delta\kappa_y(m)$	$\Delta\kappa_x(m)$	$\Delta\kappa_y(m)$	1%h (m)	vérification
8	4	0,0816	0,0792	0,0084	0,0104	0,0306	CV
7	4	0,0732	0,0688	0,0092	0,0108	0,0306	CV
6	4	0,064	0,058	0,001	0,0108	0,0306	CV
5	4	0,054	0,0472	0,010	0,0108	0,0306	CV
4	4	0,0432	0,0364	0,0108	0,01	0,0306	CV
3	4	0,0324	0,0264	0,0108	0,0092	0,0306	CV
2	4	0,0216	0,0172	0,0096	0,008	0,0306	CV
1	4	0,012	0,0092	0,0076	0,0011	0,0306	CV
RDC	4	0,0044	0,036	0,0044	0,0268	0,0357	CV

2 tableau de la vérification des déplacements :

❖ **Vérification de l'excentricité du centre de torsion :**➤ **l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux Rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces Horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux

Valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = e_y = 0.05 \times 34,10 = 1,705m$

b) Excentricité théorique :

$$E_x = CM_x - CR_x$$

$$E_y = CM_y - CR_y$$

Les résultats sont obtenus dans le tableau suivant :

➤ Sens x - x :

Niveau	XCM	XCR	CR-CM	5%Lx	vérification
1	16,737	16,504	-0,233	1,705	CV
2	16,735	15,99	-0,745	1,705	CV
3	16,735	15,493	-1,242	1,705	CV
4	16,735	15,083	-1,652	1,705	CV
5	16,734	14,761	-1,973	1,705	CV
6	16,734	14,507	-2,227	1,705	CV
7	16,734	14,305	-2,429	1,705	CV
8	16,734	14,145	-2,589	1,705	CV
9	16,697	14,005	-2,692	1,705	CV

3 tableau de la vérification de l'excentricité suivant x x :

➤ Sens Y - Y :

Niveau	YCM	YCR	CR-CM	5%Lx	vérification
1	7,688	6,905	-0,783	1,705	CV
2	7,061	7,604	0,543	1,705	CV
3	7,061	7,845	0,784	1,705	CV
4	7,061	7,944	0,883	1,705	CV
5	7,061	7,966	0,905	1,705	CV
6	7,061	7,946	0,885	1,705	CV
7	7,061	7,908	0,847	1,705	CV
8	7,061	7,876	0,815	1,705	CV
9	6,817	7,846	1,029	1,705	CV

4 tableau de la vérification de l'excentricité suivant y y :

Vérification de l'effet P-Delta :

Niveau	$P_k(KN)$	$\Delta_{KX}(m)$	$\Delta_{KY}(m)$	$V_{KX}(KN)$	$V_{KY}(KN)$	$h_k(m)$	θ_{KX}	θ_{KY}
8	9070,398	0,0084	0,0104	1746,81	1811,77	3.06	0.017648	0.017015
7	9250,430	0,0092	0,0108	3099,31	3197,28	3.06	0.008972	0.010211
6	9250,430	0,001	0,0108	4180,39	4234,02	3.06	0.0007139	0.007711
5	9250,430	0,010	0,0108	5084,05	5073,34	3.06	0.005946	0.006432
4	9300,46	0,0108	0,01	5835,6	5781,17	3.06	0.005624	0.005257
3	9360,293	0,0108	0,0092	6460,51	6364,14	3.06	0.005113	0.004421
2	9360,293	0,0096	0,008	6944,86	6839,3	3.06	0.004228	0.003578
1	9360,293	0,0076	0,0011	7294,43	7206,8	3.06	0.003187	0.000466
RDC	12060,79	0,0044	0,0268	7533,18	7473,76	3.57	0.002302	0.01175

5tableau de la vérification de l'effet P-Delta.

. Conclusions.

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

Introduction : Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99).

Le calcul se fera en **flexion composée** sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.

Recommandation du RPA 2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

❖ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton :

- Poteaux 40x40 : $A = 12,8\text{cm}^2$.
- Poteaux 35x35 : $A = 9,8\text{cm}^2$.
- Poteaux 30x30 : $A = 7,2\text{cm}^2$.

❖ Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de **4 %** en zone courante et **6 %** en zone de recouvrement :

➤ Zone courante :

- Poteaux 40x40 : $A = 64\text{cm}^2$
- Poteaux 35x35 : $A = 49\text{cm}^2$.
- Poteaux 30x30 : $A = 36\text{cm}^2$.

➤ Zone de recouvrement :

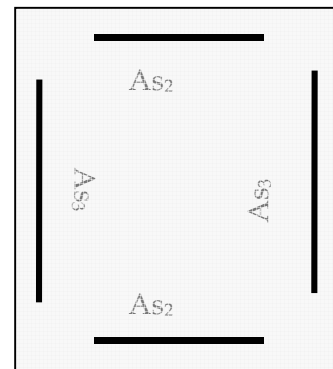
- Poteaux 40x40 : $A = 96\text{cm}^2$.
- Poteaux 35x35 : $A = 73,5\text{cm}^2$.
 - Poteaux 30x30 : $A = 54\text{cm}^2$.

➤ Conventions:

Ferraillage :

A_{s2} : armatures dans le sens yy.

A_{s3} : armatures dans le sens xx.



➤ Ferraillage des poteaux (40x40):

Poteau (40x40)	Etat limite ultime	
	$N_{cmax} = -134,65 \text{ KN}$	
	$M_3 = 34,599 \text{ KN.m}$	$M_2 = -32,433 \text{ KN.m}$
	$A_{s3} = 0.00 \text{ cm}^2$	$A_{s2} = 0.00 \text{ cm}^2$

- P (40x40) :

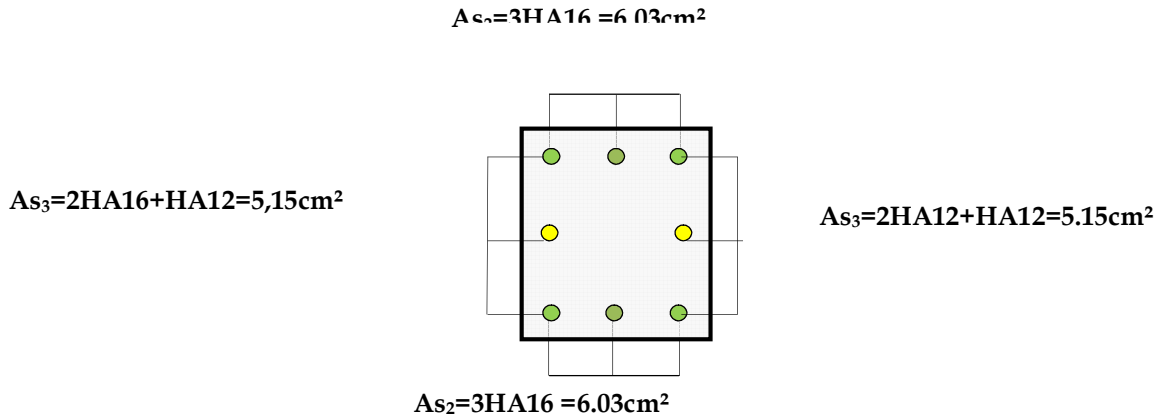
Sens xx : $A_{s3max} = 0.00 \text{ cm}^2$

Sens yy: $A_{s2max} = 0.00 \text{ cm}^2$

Les poteaux (40x40) seront ferraillés avec la section minimale du RPA

$A_{smin} = 12,80 \text{ cm}^2$.

On opte pour le ferraillage suivant :



La section totale de $6HA16+2HA12 = 14.32cm^2$ est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s\ min}= 12.80\ cm^2$).

➤ **Ferraillage des poteaux (35x35):**

Poteau (35x35)	Etat limite ultime	
	$N_{cmax} = -97.16\ KN$	
	$M_3 = 16.61\ KN.m$	$M_2 = 0.859\ KN.m$
	$A_{s3} = 0.00cm^2$	$A_{s2} = 0.00cm^2$

• **P (35x35) :**

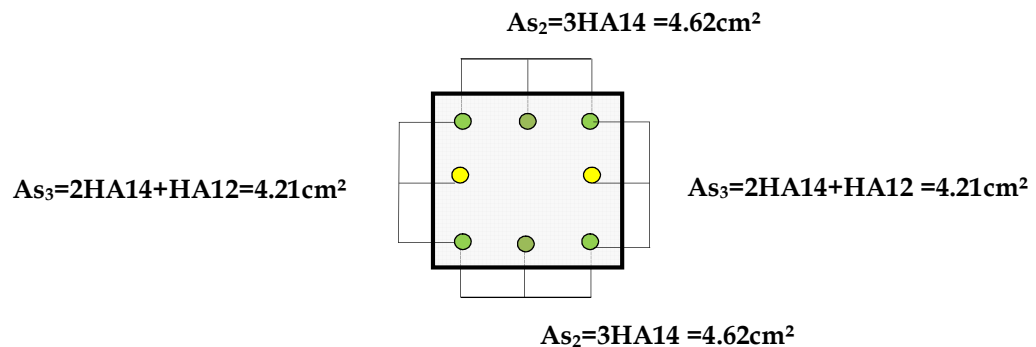
Sens xx : $A_{s3max} = 0.00\ cm^2$

Sens yy: $A_{s2max} = 0.00\ cm$

Les poteaux **(35x35)** seront ferraillés avec la section minimale du RPA

$A_{s\ min} = 9.80\ cm^2$.

On opte pour le ferraillage suivant :



La section totale de $6\text{HA}14+2\text{HA}12 = 11.49\text{cm}^2$ est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s\min} = 9.80\text{cm}^2$).

Ferraillage des poteaux (30x30):

Poteau (30x30)	Etat limite ultime	
	$N_{c\max} = 38\text{KN}$	
	$M_3 = -1,042\text{KN.m}$	$M_2 = 0,246\text{KN.m}$
	$A_{s3} = 0.00\text{cm}^2$	$A_{s2} = 0.00\text{cm}^2$

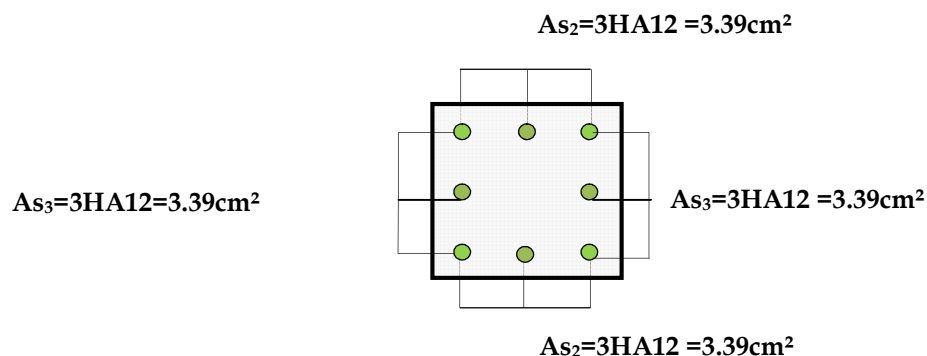
- P (30x30) :

Sens xx : $A_{s3\max} = 0.00\text{cm}^2$

Sens yy: $A_{s2\max} = 0.00\text{cm}^2$

Les poteaux (30x30) seront ferrailés avec la section minimale du RPA
 $A_{s\min} = 7.20\text{cm}^2$.

On opte pour le ferraillage suivant



La section totale de $8\text{HA}12 = 9.05\text{cm}^2$ est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s\min} = 7.20\text{cm}^2$).

❖ Vérification à L'ELS:

- **État limite d'ouvertures des fissures:**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible

- **Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348\text{Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS

- Si $\xi < \xi_{lim}$ la section est partiellement comprimée.

- La section homogène est :

$$B_0 = b \times h + n (A_s + A'_s).$$

$$V_1 = I = \frac{1}{B_0} \left(\frac{bh^2}{2} + 15(A_s \cdot c + A'_s \cdot d) \right) \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_2 - C)^2 - A'_s (V_1 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

Puisque $s_{b1} > s_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma \leq \sigma$

N_s : Effort de compression à l'ELS.

M_s : moment fléchissant à l'ELS.

B_0 : section homogénéisée.

$$B_0 = b \times h + 15 A'_s.$$

- Si $\xi > \xi_{lim}$ la section est entièrement comprimée

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \quad \text{avec} \quad I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

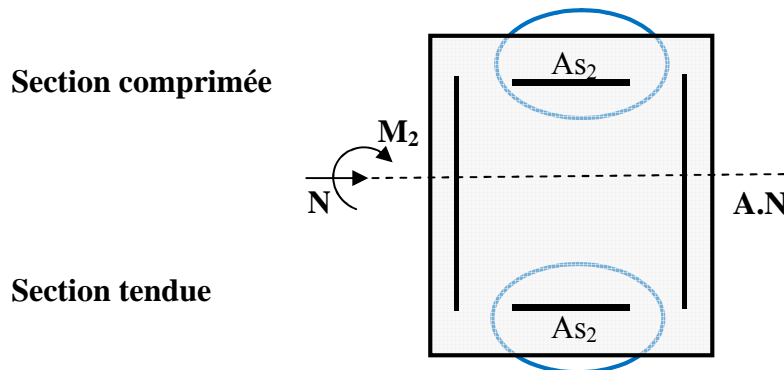
$$p = -3c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$c = \frac{h}{2} - e$: Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3-3 et 2-2.

➤ **Sens 2-2:**



La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus : $AS_{2\text{adopté}}$.

Aciers comprimés : $AS_{2\text{adopté}}$.

: Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

: Contrainte max dans les aciers inférieurs.

: Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

: Contrainte max dans les aciers supérieurs.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

Remarque :

Le même raisonnement sera suivi pour le sens 3-3.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Les contraintes précédées d'un signe négatif sont des tractions.

- **Poteaux P (40x40):**

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les

Résultats présentés dans les tableaux suivant :

➤ **Sens 3-3 :**

Combinais	N(KN)	M ₃ (K.m)	A _{S3} (cm ²)	obs	σ (Mpa)	σ (Mpa)	σ (Mpa)	σ (Mpa)
N _{ma} → M ₃	-95,96	24,655	5.15+5.15	SEC	7.5	86.5	5.7	112.3

➤ Sens 2-2 :

Combinais	N(KN)	M ₂ (K.m)	A _{S2} (cm ²)	obs	σ (Mpa)	σ (Mpa)	σ (Mpa)	σ (Mpa)
N _{ma} → M ₂	-95,96	23,035	6.03+6.03	SEC	7.5	85.9	5.6	112.9

• Poteaux P (35x35):

➤ Sens 3-3 :

Combinais	N(KN)	M ₃ (K.m)	A _{S3} (cm ²)	obs	σ (Mpa)	σ (Mpa)	σ (Mpa)	σ (Mpa)
N _{ma} → M ₃	-70,44	11,814	4.21+4.21	SEC	8.5	76	4.9	124.6

➤ Sens 2-2 :

Combinais	N(KN)	M ₂ (K.m)	A _{S2} (cm ²)	obs	σ (Mpa)	σ (Mpa)	σ (Mpa)	σ (Mpa)
N _{ma} → M ₂	-70,44	0,611	4.62+4.62	SEC	8.8	72.7	4.9	127.9

• Poteaux P (30x30):

➤ Sens 3-3 :

Combinais	N(KN)	M ₃ (K.m)	A _{S3} (cm ²)	obs.	σ (Mpa)	σ (Mpa)	σ (Mpa)	σ (Mpa)
N _{ma} → M ₃	27,28	83,022	3.39+3.39	SEC	13.3	95.5	5.9	191.5

➤ Sens 2-2 :

Combinais	N(KN)	M ₂ (K.m)	A _{S2} (cm ²)	obs.	σ (Mpa)	σ (Mpa)	σ (Mpa)	σ (Mpa)
N _{ma} → M ₂	27,28	5,806	3.39+3.39	SEC	13.6	90.9	5.5	196.1

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

❖ **Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

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

λ est supérieur à 5 donc le coefficient sera pris égal à 0.075.
 $\bar{\tau} = 1.875 \text{ Mpa}$.

- **Poteaux 1 (40x40) :**

- **Sens 3-3 :**

$$\tau_u = \frac{17,36 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.11 \text{ MPa}$$

- **Sens 2-2 :**

$$\tau_u = \frac{28,99 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.19 \text{ MPa}$$

- **Poteaux 1 (35x35) :**

- **Sens 3-3 :**

$$\tau_u = \frac{42,81 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.37 \text{ MPa}$$

- **Sens 2-2 :**

$$\tau_u = \frac{57,52 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.49 \text{ MPa}$$

- **Poteaux 1 (30x30) :**

- **Sens 3-3 :**

$$\tau_u = \frac{47,20 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.561 \text{ MPa}$$

- **Sens 2-2 :**

$$\tau_u = \frac{66,23 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.788 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

❖ Condition de non fragilité.

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non Armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{N}{f_{yk}} \left(\frac{1}{\sigma_{yk}} \right)$$

- **Poteaux P (40x40):**

- **Sens 3-3 :**

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A (cm ²)	A (cm ²)
N _{ma} → M _{3 max}	-95,96	24,655	0,25	5,78	14,32

- **Sens 2-2 :**

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	e _s (cm)	A (cm ²)	A (cm ²)
N _m → M _{2 max}	-95,96	23,035	0,24	5,77	14,32

- **Poteaux P (35x35):**

- **Sens 3-3 :**

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A (cm ²)	A (cm ²)
N _{max} → M _{3 max}	-70,44	11,814	0,16	4,4	11,49

- **Sens 2-2 :**

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	e _s (cm)	A (cm ²)	A (cm ²)
N _{max} → M _{2 max}	-70,44	0,611	0,008	4,33	11,49

- **Poteaux P (30x30):**

- **Sens 3-3 :**

Combinaison	N(KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A (cm ²)	A (cm ²)
N _{max} → M _{3 max}	27,28	83,022	3,04	5,86	9,05

- **Sens 2-2 :**

Combinaison	N(KN)	M ₂ (KN.m)	e _s (cm)	A (cm ²)	A (cm ²)
N _{max} → M _{2 max}	27,28	5,806	0,21	3,26	9,05

❖ Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales :**

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$.

➤ **Espacement armatures transversales:**

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$t = \frac{A_s \cdot h \cdot f}{\rho \cdot V}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement des armatures transversales

α : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élancement géométrique λ dans la direction Considérée

est supérieur ou égal à 5 et à **3,75** dans le cas contraire.

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élancement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

➤ **Elancement géométrique du poteau :**

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{3,57 - 0,20}{0,20} = 2,38$$

L'élancement géométrique est égal à $2,38 / 0,40 = 5,95$.

La section d'armatures transversale est égal à $A_t = 2.01\text{cm}^2$

L'effort tranchant max est égale à $V_u = 28,99 \text{ KN}$.

➤ **Application numérique :**

$$t = \frac{A_s \cdot h \cdot f}{\rho \cdot V} = \frac{201 \cdot 40 \cdot 400}{2,5 \cdot 28,99 \cdot 10} = 44,37 \text{ cm}$$

➤ **Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_l^{\min}, 15 \text{ cm}) < (12 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$.

• **En zone courante :**

$$S_t' \leq 15 \varnothing_l^{\min} < 18 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Quantité d'armatures transversale minimale du RPA:**

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$= 3\text{‰ } S_t \times b$$

• **Poteaux 1 :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

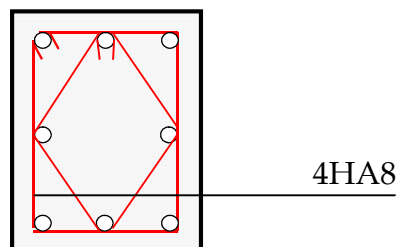
• **Poteaux 2 :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Poteaux 3 :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales seront disposé comme montré dans les schémas suivants :



Les crochets ont une longueur de **7cm** et **8cm**.

Introduction :

Les tremblements de terre (séisme) ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

Vérification de la participation massique: La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure. les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Mode	période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,724651	54,6423	14,9078	0	54,6423	14,9078	0
2	0,671525	16,5238	51,6133	0	71,1661	66,5211	0
3	0,413666	0,1125	1,4833	0	71,2786	68,0045	0
4	0,252008	0,004	0,0002	0	71,2826	68,0047	0
5	0,196965	15,5995	0,2205	0	86,8821	68,2252	0
6	0,161285	0,1719	19,5661	0	87,054	87,7913	0
7	0,118271	0,0002	0,8628	0	87,0541	88,6541	0
8	0,102601	0,0567	0,0259	0	87,1109	88,6801	0
9	0,101599	0,1487	0,1953	0	87,2595	88,8753	0
10	0,097889	0	0	0	87,2595	88,8754	0
11	0,093655	6,3257	0,0146	0	93,5852	88,89	0
12	0,089376	0	0	0	93,5852	88,89	0
13	0,07844	0	0	0	93,5852	88,89	0
14	0,075497	0,0196	6,4914	0	93,6049	95,3815	0

V1 tableau de la vérification de la participation massique:

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 11**.
- ❖ **Vérification de l'effort tranchant à la base:**

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

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

- **A** : coefficient d'accélération de zone.
- **R** : structure contreventé par voiles porteurs.
- **W** : poids total de la structure
- **D** : facteur d'amplification dynamique

✓ **Calcul de Q** : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non »

1) Régularité en plan :

-Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des Rigidités que pour celle des masses..... **Condition vérifiée.**

- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des Contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans Leur plan. Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit Rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$S_t = 467,18 \, m^2 \rightarrow 0.15 * 467,18 = 70,077m^2$$

$$S_0 = 42,39m^2 \rightarrow S_0 < S_t \text{ Condition vérifiée.}$$

La régularité en plan est vérifiée P₁ = 0

2) Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur Vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la Fondation..... **Condition vérifiée.**

-Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou Diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet

du bâtiment..... **Condition vérifiée.**

La régularité en élévation est vérifiée $P_2 = 0$

3) Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Suivant x-x : **Condition non vérifiée.** $P_{3x} = 0.05$

Suivant y-y : **Condition vérifiée.** $P_{3y} = 0.0$

4) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale

D'espacement ne dépassant pas 1,5

Suivant x-x : **Condition vérifiée.** $P_{4x} = 0$

Suivant y-y : **Condition vérifiée.** $P_{4y} = 0$

5) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le **séisme du 21 MAI 2003**

$P_5 = P_6 = 0$

Conclusion :

$Q_x = 1.05$ et $Q_y = 1$

✓ Calcul de facteur d'amplification dynamique D :

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau

(4.7.Art3.3 RPA99/ version 2003).

La nature du sol : meuble (site S3) $\Rightarrow T_2 = 0,50s$

η : Facteur de correction d'amortissement. $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,70$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau

(4.2. RPA99/version 2003).

$$\xi=8,5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,81 \Rightarrow \eta = 0,81$$

T : Période fondamentale de la structure.

Avec :

$$T_{\text{empirique}} = \min \left(0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} ; c_t h_n^{3/4} \right).$$

- **Sens x-x :**

$$T_{\text{empirique}} = 0,433s \quad (D=33,90m ; C_t=0.05 ; h_n=28,05m)$$

$$T_{\text{numérique}} = 1.3 \times 0.433 = \mathbf{0.563s}$$

$$T_2 = 0.50 s \leq T = \mathbf{0.563s} \leq 3.00s$$

$$D_x = 2,5\eta \left(\frac{0.50}{0.563} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.87$$

- **Sens y-y :**

$$E_{\text{empirique}} = 0.609 s \quad (D=15.20).$$

$$N_{\text{numérique}} = 1.3 \times 0.609 = \mathbf{0.792s}$$

$$T_2 = 0.50 s \leq T = \mathbf{0.792s} \leq 3.00s$$

$$D_y = 2,5\eta \left(\frac{0.50}{0.792} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.49$$

Conclusion :

$$A = 0.15$$

$R = 4$ (portique contreventé par des voiles).

$W = 24673,387 \text{ KN}$ (poids total de la structure).

$D_x = 1.87$ (facteur d'amplification dynamique).

$D_y = 1.49$ (facteur d'amplification dynamique).

Application numérique :

$$V_x = 1816,732 \text{ KN.}$$

$$V_y = 1378,625 \text{ KN}$$

$V_{x\text{dyn}} = 1816,732 > 80\% V_x = 1453,385 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$V_{y\text{dyn}} = 1378,625 > 80\% V_y = 1102,90 \text{ KN}$Condition vérifiée.

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs Modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Justification du système de contreventement :

❖ Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** ».

➤ Charges sismiques reprise par les voiles:

Sens xx : 6240,28 KN (93,82%)

Sens yy : 7135,63 KN (95,24%)

➤ Charges sismiques reprise par les portiques :

Sens xx : 413,91 KN (6,18%)

Sens yy: 1988.33 KN (4,76%)

Conclusion : notre bâtiment est contreventé par voiles.

➤ Vérification des déplacements :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. les résultats sont obtenus dans le tableau suivant :

Niveau	R	$\delta\kappa_x(m)$	$\delta\kappa_y(m)$	$\Delta\kappa_x(m)$	$\Delta\kappa_y(m)$	1%h (m)	vérification
8	4	0,0816	0,0792	0,0084	0,0104	0,0306	CV
7	4	0,0732	0,0688	0,0092	0,0108	0,0306	CV
6	4	0,064	0,058	0,001	0,0108	0,0306	CV
5	4	0,054	0,0472	0,010	0,0108	0,0306	CV
4	4	0,0432	0,0364	0,0108	0,01	0,0306	CV
3	4	0,0324	0,0264	0,0108	0,0092	0,0306	CV
2	4	0,0216	0,0172	0,0096	0,008	0,0306	CV
1	4	0,012	0,0092	0,0076	0,0011	0,0306	CV
RDC	4	0,0044	0,036	0,0044	0,0268	0,0357	CV

V2 tableau de la vérification des déplacements :

❖ **Vérification de l'excentricité du centre de torsion :**➤ **l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux Rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces Horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux

Valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = e_y = 0.05 \times 34,10 = 1,705m$

b) Excentricité théorique :

$$E_x = CM_x - CR_x$$

$$E_y = CM_y - CR_y$$

Les résultats sont obtenus dans le tableau suivant :

➤ Sens x – x :

Niveau	XCM	XCR	CR-CM	5%Lx	vérification
1	16,737	16,504	-0,233	1,705	CV
2	16,735	15,99	-0,745	1,705	CV
3	16,735	15,493	-1,242	1,705	CV
4	16,735	15,083	-1,652	1,705	CV
5	16,734	14,761	-1,973	1,705	CV
6	16,734	14,507	-2,227	1,705	CV
7	16,734	14,305	-2,429	1,705	CV
8	16,734	14,145	-2,589	1,705	CV
9	16,697	14,005	-2,692	1,705	CV

V3 tableau de la vérification de l'excentricité suivant x x :

➤ Sens Y – Y :

Niveau	YCM	YCR	CR-CM	5%Lx	vérification
1	7,688	6,905	-0,783	1,705	CV
2	7,061	7,604	0,543	1,705	CV
3	7,061	7,845	0,784	1,705	CV
4	7,061	7,944	0,883	1,705	CV
5	7,061	7,966	0,905	1,705	CV
6	7,061	7,946	0,885	1,705	CV
7	7,061	7,908	0,847	1,705	CV
8	7,061	7,876	0,815	1,705	CV
9	6,817	7,846	1,029	1,705	CV

V4 tableau de la vérification de l'excentricité suivant y y :

Vérification de l'effet P-Delta :

Niveau	$P_k(KN)$	$\Delta_{Kx}(m)$	$\Delta_{Ky}(m)$	$V_{Kx}(KN)$	$V_{Ky}(KN)$	$h_k(m)$	θ_{Kx}	θ_{Ky}
8	9070,398	0,0084	0,0104	1746,81	1811,77	3.06	0.017648	0.017015
7	9250,430	0,0092	0,0108	3099,31	3197,28	3.06	0.008972	0.010211
6	9250,430	0,001	0,0108	4180,39	4234,02	3.06	0.0007139	0.007711
5	9250,430	0,010	0,0108	5084,05	5073,34	3.06	0.005946	0.006432
4	9300,46	0,0108	0,01	5835,6	5781,17	3.06	0.005624	0.005257
3	9360,293	0,0108	0,0092	6460,51	6364,14	3.06	0.005113	0.004421
2	9360,293	0,0096	0,008	6944,86	6839,3	3.06	0.004228	0.003578
1	9360,293	0,0076	0,0011	7294,43	7206,8	3.06	0.003187	0.000466
RDC	12060,79	0,0044	0,0268	7533,18	7473,76	3.57	0.002302	0.01175

V 5tableau de la vérification de l'effet P-Delta.

. Conclusions.

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, Les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supportent.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol);
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage construire.
- Les caractéristiques du sol support ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

Choix du type de fondation :

Notre ouvrage étant réalisé en voiles porteurs, avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles filantes (semelles sous murs).
- Un radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles filantes comme solution.

Semelles filantes :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$N = 50879,6 \text{ kn}; \quad \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kn/m}^2$$

$$\Rightarrow S \geq 254,398 \text{ m}^2$$

On a :

$$\text{La surface du bâtiment est : } S_{\text{bât}} = 495,8 \text{ m}^2$$

Conclusion :

La surface totale des semelles occupent plus de 50% du surface d'emprise de l'ouvrage, en finalité nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

Ce type de fondation pressente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol
- La facilité d'exécution

Etude du radier général :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les murs et poteaux prennent appuis.

Prédimensionnement du radier :

a. L'épaisseur du radier :

A.1. Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (art. A.5.1).

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

Où :

This page was created using **Nitro PDF** trial software.
To purchase, go to <http://www.nitropdf.com/>

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

γ_b : 1.15

d : 0.9 h.

b : 1m.

$$\text{avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 5,4m.

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

Pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 69544,9 \text{ kn} \\ S = 495,8 \text{ m}^2 \\ L_{\max} = 5,4 \text{ m} \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right. \quad (1)$$

a.2. Condition forfaitaire:

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\max}/8 \leq h_r \leq L_{\max}/5.$$

Avec

L_{\max} : distance maximale est égale = 5.4m.

D'où :

$$67.5 \text{ cm} \leq h_r \leq 108 \text{ cm}. \quad (2)$$

a.3. Vérification au poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad (\text{Art A.5.2.4}) \text{ CBA93.}$$

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité = 267,5 t

μ_c : périmètre d

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

$$\Rightarrow N_u \leq 391.3 (0.5 + h) \cdot h$$

Donc :

$$h \geq 59 \text{ cm} \quad (3)$$

Finalement : d'après (1), (2), (3) on opte : $h_r = 70 \text{ cm}$

Détermination des efforts :

Les actions :

- Surcharge d'exploitation $Q = 6138,0 \text{ kn}$
- Cheminement des charges permanentes sur le radier $G = 48347,3 \text{ kn}$

Les sollicitations :

- ELU: $N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q$
 $N_U = 74475,8 \text{ kn}$
- ELS: $N_S = N_G + N_Q$
 $N_S = 54485,3 \text{ kn}$

La surface minimale du radier :

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{adm} \succ \frac{N_s}{S}$$

a- A l'ELS :

$$\sigma_{adm} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kn/m}^2$$

A la base du bâtiment :

$$N_s / S = (N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtiment}}) / S = (G_{\text{radier}} + Q + G_{\text{bâtiment}}) / S$$

Avec :

- L'emprise totale de l'immeuble est de : $S_{\text{bât}} = 495,8 \text{ m}^2$, est la surface du bâtiment ;
- L'emprise totale avec un débordement de : $d (\text{débord}) \geq \max (h / 2 ; 30 \text{ cm}) = 50 \text{ cm}$

Donc :

$$S = 15,3 \times 34,6$$

$$N_s / S = (G_b + Q_b + 2,5 \times 0,7 \times 529,38) / S = 109,9 \text{ kn/m}^2 < \sigma_{adm}$$

b- A l'ELU :

$$\sigma_{adm} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

A la base du bâtiment :

$$N_u / S = (1,35 \times G_{radier} + 1,5 \times Q + 1,35 \times G_{bâtiment}) / S$$

$$N_u / S = 164,3 \text{ kn/m}^2 < \sigma_{adm}$$

Donc : la condition est vérifiée

Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du

non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

- W : poids total du bâtiment à la base du radier,

$$W = W_{radier} + W_{bâtiment}, W = 59732,8 \text{ KN};$$

- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, F_s = 1,5 ;

- γ : poids volumique de l'eau (γ = 1 t / m³) ;

- Z : profondeur de l'infrastructure (h = 1,5 m) ;

- S : surface du radier, (S = 529,38 m²).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 1 \times 1,5 \times 529,38 = 11911,05 \text{ kn}$$

$$\text{Donc : } W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Alors cette Condition est vérifiée.

Vérification de la stabilité :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant. A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G ± E ;

- Aux contraintes de compression maximales avec la combinaison G + Q + E.

a. Vérification de soulèvement : 0,8 G ± E

Pour faire la vérification en question, il nous faut définir ce qui suit :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S} \pm \frac{MV}{S}$$

This page was created using **Nitro PDF** trial software.
To purchase, go to <http://www.nitropdf.com/>

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S} - \frac{MV}{I} ;$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{adm}$$

Avec :

$$I_Y = 52812,71 \text{ m}^4 ; V_Y = 7,65 \text{ m};$$

$$I_X = 10326,88 \text{ m}^4 ; V_X = 17,3 \text{ m};$$

$$S = 15,3 \times 34,6 = 529,38 \text{ m}^2.$$

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	0,8G+E		0,8G-E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (kn)	36130,7	36111,1	36131,3	36150,9
M (kn.m)	27785,7	23233,1	29535,1	80554,0
V (m)	17,3	7,65	17,3	7,65
I (m ⁴)	10326,88	52812,71	10326,88	52812,71
σ_1	11,48	7,15	11,77	7,99
σ_2	2,17	6,48	1,87	5,66
σ_{moy}	9,15	6,99	9,3	7,41
σ_{adm}	20	20	20	20
La condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau 9.1 : Vérification de soulèvement

. Vérification de compression : G + Q + E

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant

	G + Q + E	
	Longitudinal	Transversal
N (kn)	50879,3	50859,7
M (kn.m)	41362 ,2	9656,6
V (m)	17,3	7,65
I (m ⁴)	1032,688	5281,271
σ_1	7,16	16,54
σ_2	6,48	2,68
σ_{moy}	6,99	13,08
σ_{adm}	20	20
La condition	Vérifié	Vérifié

TABLEAU 9.2 : Vérification de compression

. Vérification de stabilité au renversement : $0,8G \pm E$

Elle est assurée si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$ (RPA art. 10.1.5)

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	0,8G+E		0,8G-E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (kn)	36130,7	36111,1	36131,3	36150,9
M (kn.m)	27785,7	23233,1	29535,1	80554
e=M/N	0,77	0,64	0,82	2,23
L/4	1,36	1,08	1,36	1,08
La condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau 9.3 : Vérification de stabilité au renversement

Alors : Toutes les conditions de stabilité sont vérifiées pour les deux combinaisons.

Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

a. Méthode de calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité et ont pour valeurs :

-dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$

-dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les valeurs des μ_x, μ_y ont fonction de ($\alpha = L_x/L_y$)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis,

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

-Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0,75 \cdot M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5 \cdot M_x$; $M_{ay} = 0,5 \cdot M_y$)

- Si le panneau considéré est un panneau de rive

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0,85 \cdot M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{tx} = 0,3 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0,3 \cdot M_y$)

-Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans le schéma ci-joint, où L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40

b. Evaluation des charges et surcharges

Les valeurs des charges ultimes:ELU

$$q_u = \frac{N_U}{S_{rod}} = 140,68 \text{ KPa}$$

$$q_u = 140,68 \text{ KPa}$$

ELS

$$q_{ser} = \max(\sigma_{ser}; \sigma_m)$$

$$q_{ser} = \max(102,92; 130,8)$$

$$q_{ser} = 130,8 \text{ KPa}$$

C- Calcul du ferrailage

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,35}{5,4} = 0,805$$

$$\alpha > 0,4$$

Les efforts a L'ELU :

Sens x-x

$$\mu_x = 0,0615$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 163,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 122,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 81,85 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$\mu_y = 0,684$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 111,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 83,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 55,99 \text{ KN.m}$$

Les efforts a L'ELS :

Sens x-x

$$\mu_x = 0,0615$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 153,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 115,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 76,98 \text{ KN.m}$$

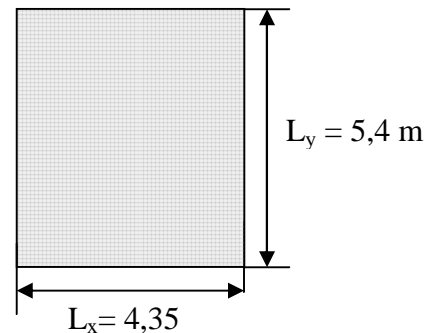
Sens y-y

Figure 8.1 le panneau le plus sollicité

$$\mu_y = 0,684$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 105,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 78,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 52,65 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures à L'ELU :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens transversal		Sens longitudinal	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (MN.m)	0,123	0,082	0,084	0,056
μ	0,0167	0,0111	0,0114	0,008
$\mu < 0.392$	Oui	Oui	Oui	Oui
A_s (cm ² /ml)	4,95	3,29	3,37	2,24
A_{smin} (cm ² /ml)	7,60	7,60	7,60	7,60
Choix des barres	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
A_s adopté	9,24	9,24	9,24	9,24

Tableau9.4: Le ferrailage a L'ELU

- Détermination des armatures à L'ELS : fissuration très préjudiciable

	Sens transversal		Sens longitudinal	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_{ser} (MN.m)	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
X	0,115	0,077	0,079	0,053
Z	0,36	0,36	0,36	0,36
$\overline{M1}$	0,51	0,51	0,51	0,51
$\overline{M1} > M_{ser}$	1,377	1,377	1,377	1,377
A_s (cm ² /ml)	Oui	Oui	Oui	Oui
A_{smin} (cm ² /ml)	17,57	11,767	12,052	8,099
Choix des barres	7,60	7,60	7,60	7,60
A_s adopté	6HA20	6HA16	6HA16	6HA14
	18,85	12,06	12,06	9,24

Tableau 9.5: le ferrailage à L'ELS

d. Débord :

1. Ferrailage du débord :

$$b = 1m$$

$$h = 70cm$$

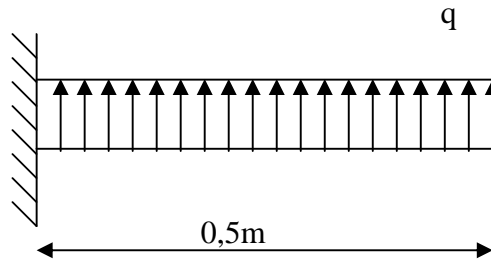
$$d = 63cm$$

$$L = 0,5m$$

$$q_u = 140,68 \text{ KN/m}^2 \times 1ml$$

$$q_{ser} = 130,8 \text{ KN/m}^2 \times 1ml$$

$$f_{bc} = 14,2MPa$$

CALCUL A L'ELU :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} \Rightarrow M_u = 17,585 \text{ KN.m}$$

$M_u (KN.m)$	$d(m)$	μ	Z	$A_s (cm^2)$
17,58	0,63	0,0031	0,629	0,8

Tableau 8.6: Calcul le ferrailage du débord à L'ELU

CALCUL A L'ELS

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 16,35 \text{ KN.m}$$

M_s	d	\bar{M}_1	A_s
16,35	0,63	1,102	2,50

Tableau 8.7: Calcul le ferrailage du débord à L'ELS

2. Les vérifications

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min}$$

Tel que :

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_s^{\min} = 3,8cm^2$$

Choix des barres du débord

$A_s(ELU)$ (cm ²)	$A_s(ELS)$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Choix des barres	Esp. (cm)
0,8	2,50	3,8	4HA12 ($A_s = 4,52$)	15cm

Tableau 8.8: Choix des barres du débord

e. Dimensionnement et ferrailage de la nervure

- hauteur de la nervure:

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad ; L_{\max} = 5,4m$$

$$h_n \geq 0,54m$$

On prend : $h_n = 55 \text{ cm}$

- Condition de la longueur élastique:

$$L_e = \left[\frac{4EI}{Kb} \right]^{\frac{1}{4}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

Avec :

L_e : longueur élastique.

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs est égale 5,40m.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164200 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

pour un sol moyen ; $K = 40000 \text{ KN/m}^3$

$$\text{D'OÙ: } h_n \geq \left[\frac{3K \times (2L_{\max} / \pi)^4}{E} \right]^{\frac{1}{3}}.$$

$$h_n \geq 78,23 \text{ cm.}$$

On opte: $h_n = 80 \text{ cm}$

- ferrailage de la nervure:
 - Charges et surcharges

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Pour le calcul on a trouvé :

Sens x-x

ELU : $q_u = 286,63 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = 266,5 \text{ KN/m}$

Sens y-y

ELU : $q_u = 330,59 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = 307,38 \text{ KN/m}$

Calcul les moments fléchissant :

D'après l'étabs, on trouve les moments fléchissant qui a présenté dans les diagrammes suivants :

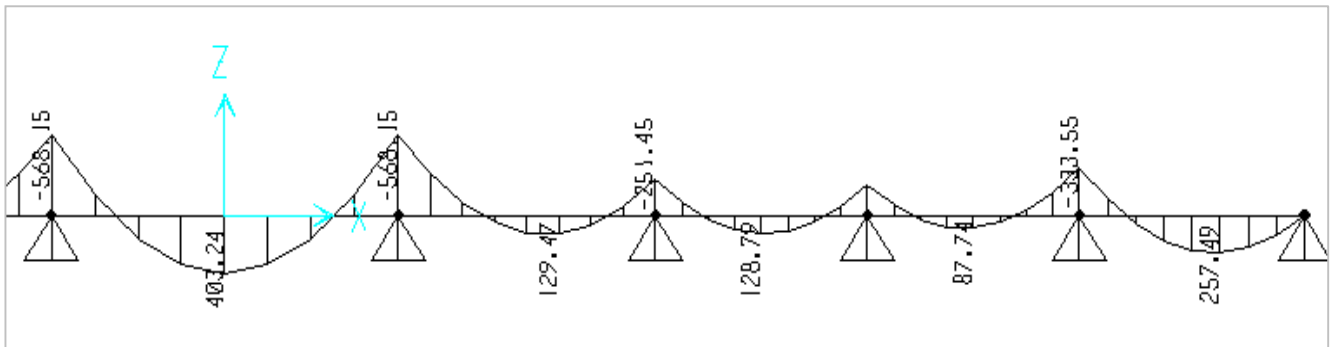
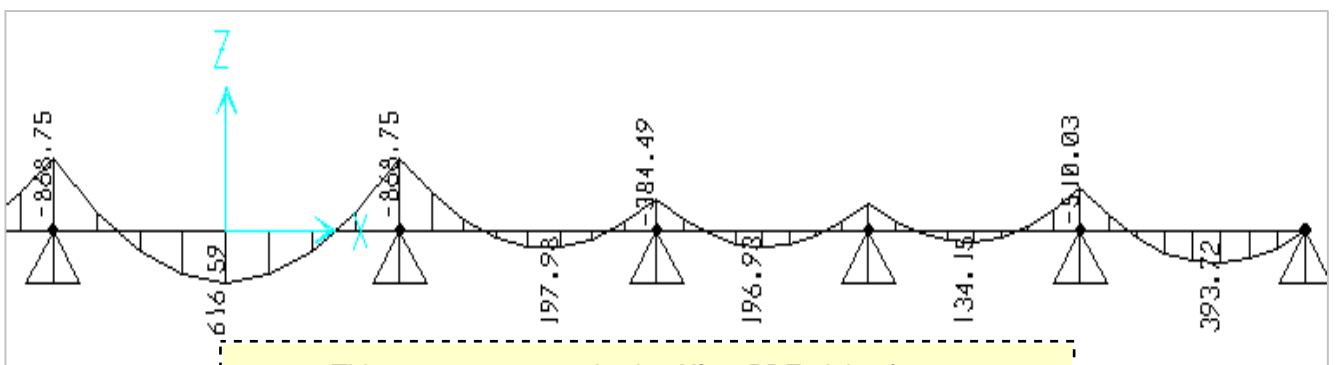


Diagramme de moment fléchissant à ELU dans le sens longitudinal



This page was created using **Nitro PDF** trial software.

To purchase, go to <http://www.nitropdf.com/>

Diagramme de moment fléchissant à ELS dans le sens longitudinal

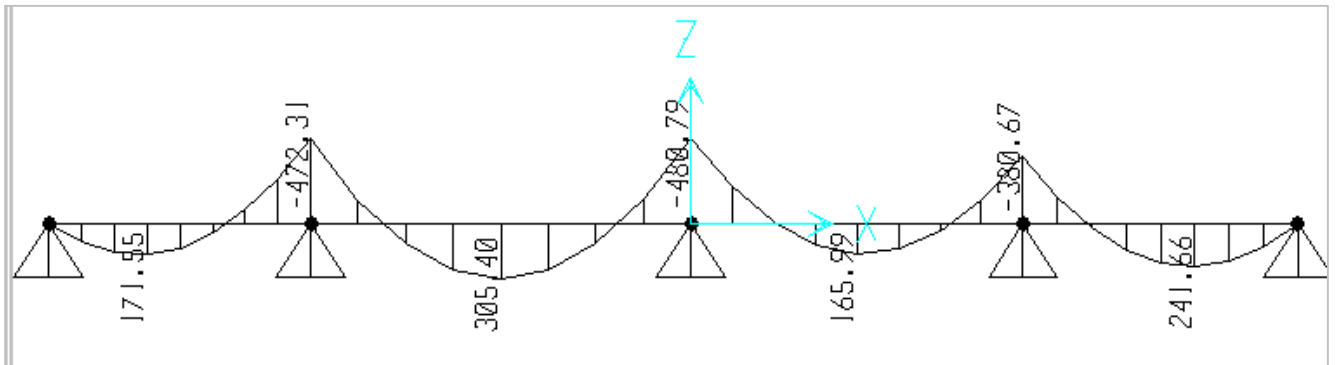


Diagramme de moment fléchissant à ELU dans le sens transversal

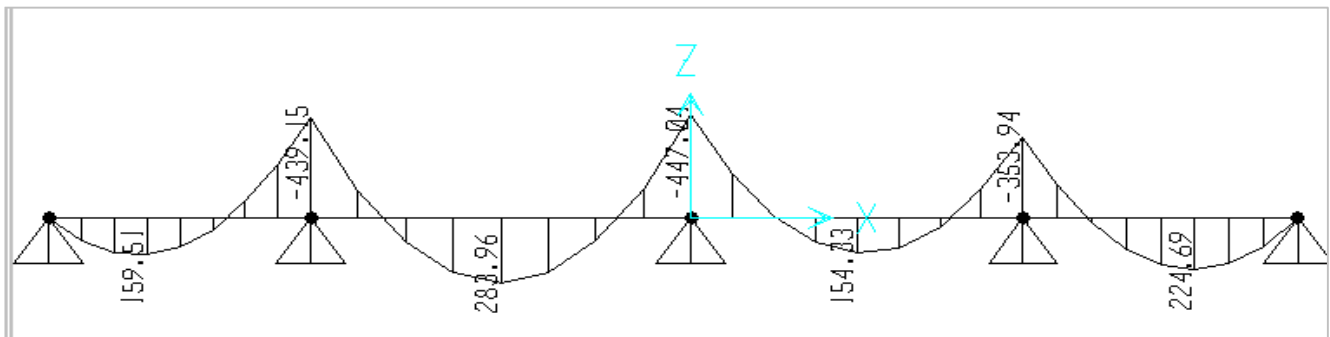


Diagramme de moment fléchissant à ELS dans le sens transversal

Calcul du ferrailage :

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Avec: $h = 70\text{cm}$, $b = 50\text{cm}$, $c = 5\text{cm}$

ELU :

panneau p2	Sens longitudinal		Sens transversal	
	en travée	en appui	en travée	en appui
Mu (KN .m)	403,24	568,15	616,59	868,75
μ	0,25	0,46	0,23	0,36
$\mu < \mu_c$	oui	oui	oui	Oui
A_s' (cm ²)	0	0	0	0
α	0,37	0,91	0,33	0,59
Z (m)	0,61	0,4	0,54	0,48
As (cm ²)	12,73	19,41	17,21	23,05
As min (cm ² s)	17,50	17,50	17,50	17,50

Tableau8.9 : ferrailage de la nervure à ELU

ELS : fissuration préjudiciable

	Sens longitudinal		Sens transversal	
Mser (KN.m)	305,40	480,79	283,96	447,01
X	0,33	0,33	0,33	0,33
Z(m)	0,52	0,52	0,52	0,52
M _{rb} (KN.m)	643,5	643,5	643,5	643,5
M _{ser} ≤ M _{rb}	oui	oui	oui	oui
\bar{Z}	0,39	0,39	0,39	0,39
As (cm ²)	18,2	28,73	17,51	27,96
As min (cm ²)	17,50	17,50	17,50	17,50

Tableau8.10 : ferrailage de la nervure à ELU

Choix des barres :

La section en prendre et celle correspondant au maximum des valeurs calculées à L'ELU, l'ELS et la condition de non fragilité.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	en travée	en appui	en travée	en appui
A_s choisi	18,2	28,73	18,51	34,66
Les armatures choisies	6HA20	6HA25	6HA20	6HA25
A_s adopté	18,85	29,45	18,85	29,45

Tableau8.10 : Choix des armatures de la nervure

- Les vérifications

Condition de non fragilité

La condition de non fragilités pour les éléments soumis à la flexion impose que :

$$A_{CNF} = 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_c} = 6,79cm^2$$

Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = \text{pour une fissuration préjudiciable } \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

$$V_u = 1141,03KN$$

$$\tau_u = \frac{1141,03 \cdot 10^3}{500 \cdot 1150 \cdot 0,9} = 2,2 < 2.5 \dots$$

La condition est vérifiée

- Les armatures transversales

Espacement :

D'après le RPA99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement S_t de :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \cdot 2,5 \right\} = 20cm$$

$$\Rightarrow S_t = 20cm (\text{en zone nodale})$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40cm$$

$$\text{on prend : } S_t = 30cm (\text{zone courante})$$

D'après le CBA93 l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min \{ 15\Phi_L; 40cm, a + 10cm \}$$

Φ_L : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : le plus petit

$$S_t = \min\{15 \times 2.5; 40\text{cm}; 50 + 10\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 35\text{cm} \Rightarrow s_t = 30\text{cm}$$

Conclusion :

D'après les prescriptions des deux règlements cités ci avant on adopte un espacement des armatures transversales dans les deux sens :

Zone nodale : $S_t = 20\text{cm}$

Zone courante : $S_t = 30\text{cm}$

Diamètre des armatures transversal :

Il est définie par :

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_{L_{\max}}$$

$$\Phi_t \geq 10.66$$

$$\text{on prend : } \Phi_t = 1.2\text{cm}$$

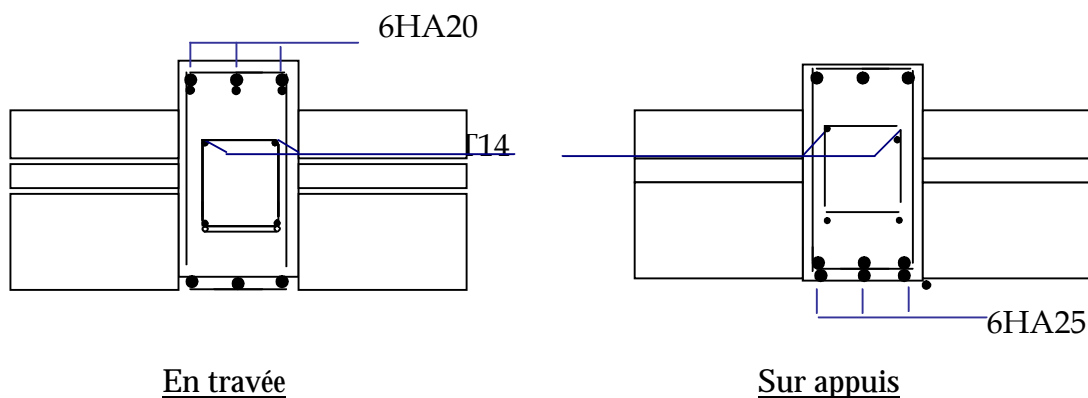
- Les armatures de peau :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{m} \times 0.8 = 2.4 \text{ cm}^2$$

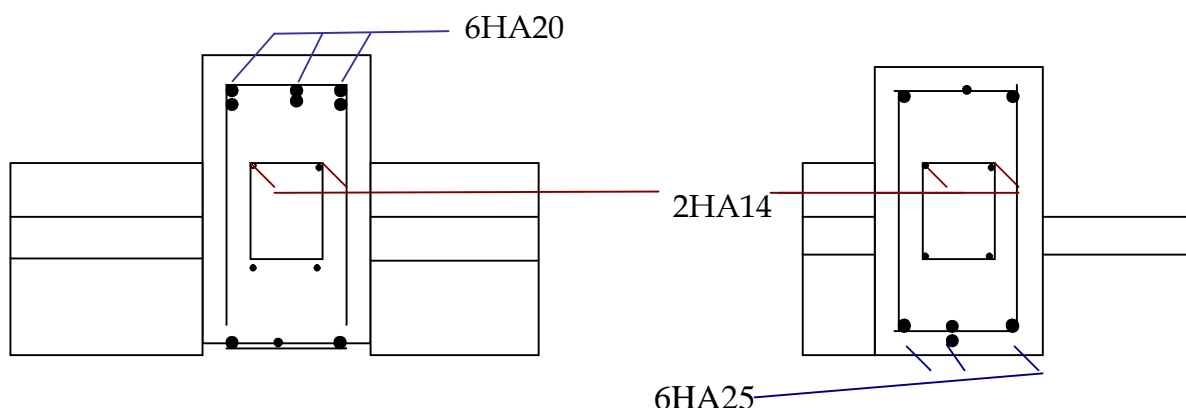
Par paroi on prend :

$$2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Sens longitudinal :



Sens transversal :

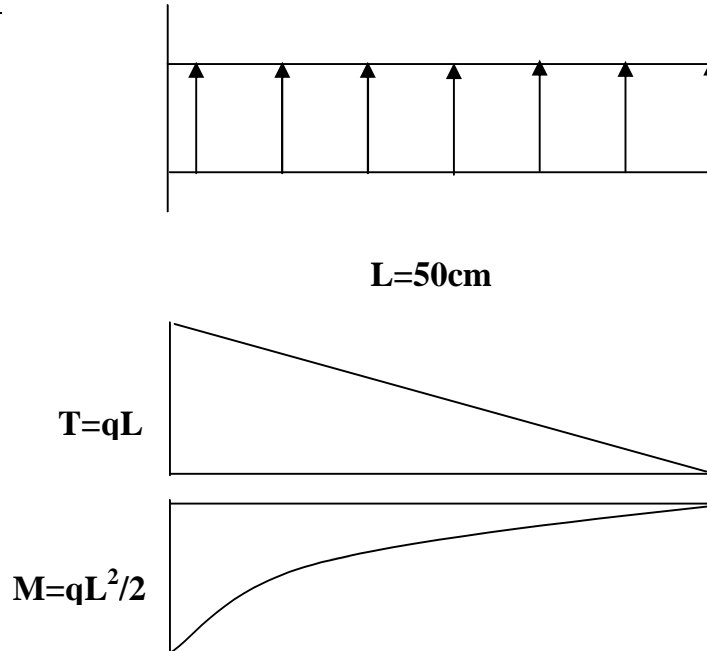


- Etude du débord de radier

Le débord de radier est assimilé à une console de largeur $L=50\text{cm}$.

Le calcul se fera pour une bande de largeur $b=1\text{m}$; $h=0,7\text{m}$ et $d=0,63\text{m}$.

Représentation schématique :



Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \tau_u^- = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 3\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}.$$

Ou :

$$V_u = q_u \times L = 0,14 \times 0,5 = 0,07\text{MPa}.$$

$$\tau_b = 0,11\text{MPa} < \tau_u^- = 2,5\text{MPa}.$$

Donc : Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Condition de non fragilité :

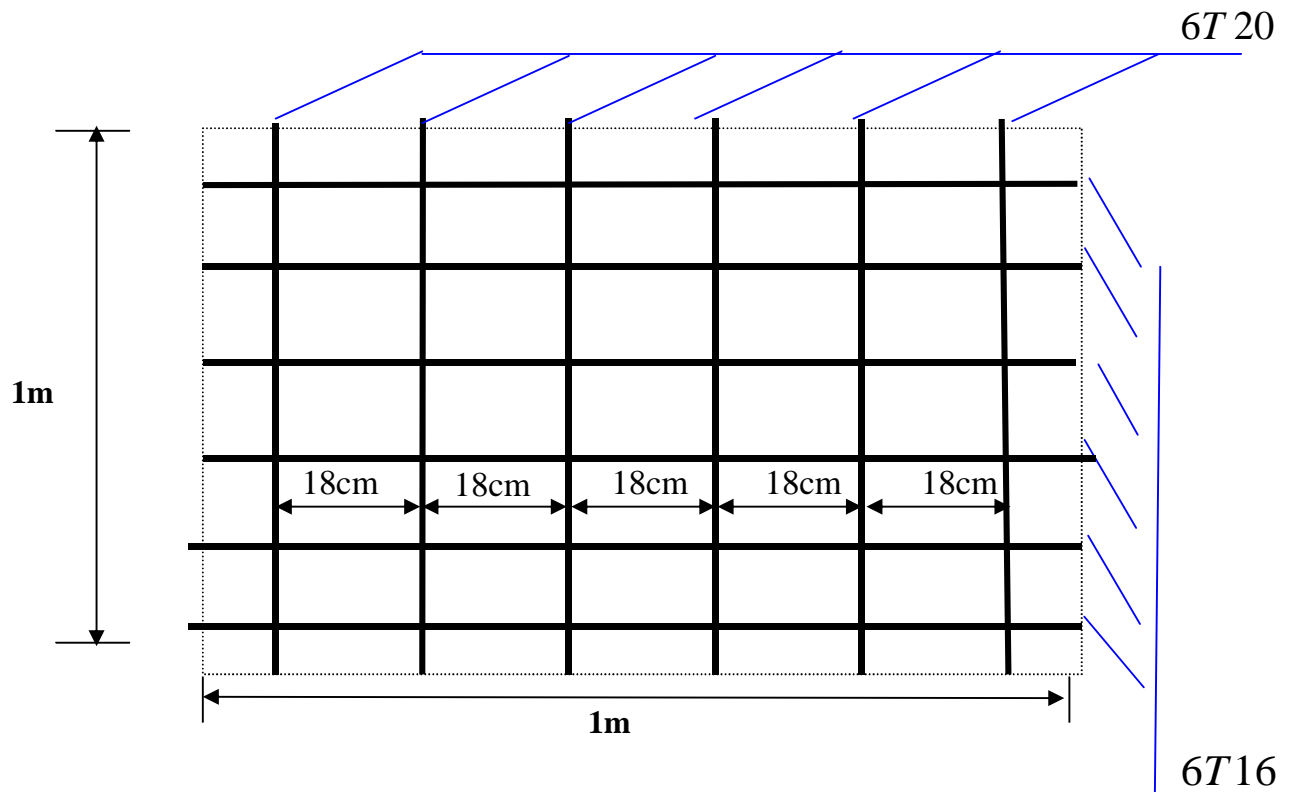
$$A_{Min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 7,6\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_s = 7,6\text{cm}^2 \Rightarrow 5\Phi 14$$

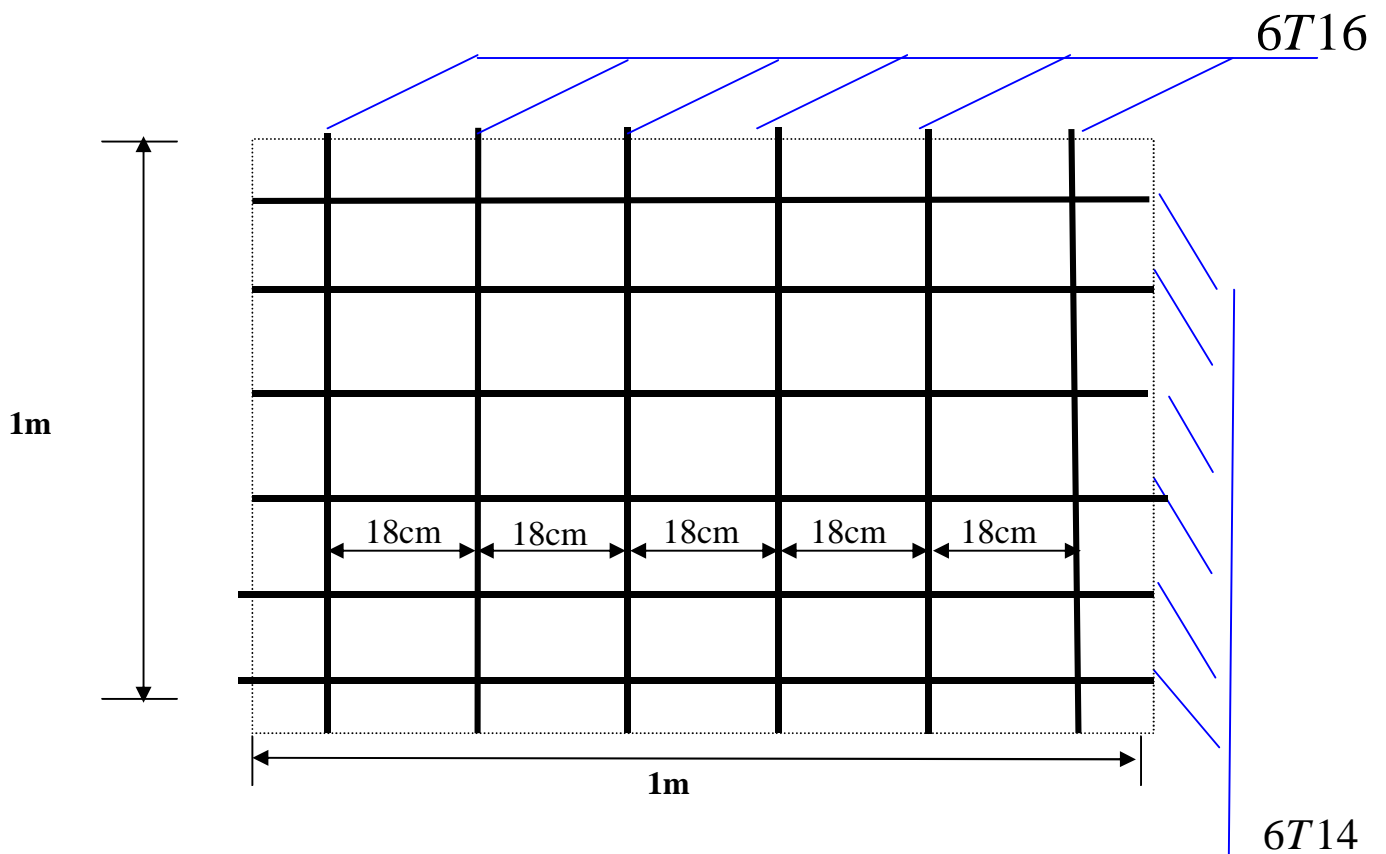
Donc : Le ferrailage du radier est sur deux nappes, nappe supérieur (en travées) et autre inférieur (aux appuis).

Schéma de ferrailage du radier :

- Nappe supérieure (en travées) :



- Nappe inférieure (aux appuis) :



Conclusion générale

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre

Les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferraillage mais adopte :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

Dans la conception de ce projet on 'a utiliser les logiciels ETABS, AUTOCAD, SOCOTEC ...etc., Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.

Bibliographie

[1] M Belazougui : “Calcul des ouvrages en béton armé” Henry Thonier:’ Conception et calcul des structures de bâtiment”

[2] Marius Divers : “Calcul des tours en béton armée “

[3] Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2),

[4] Charges permanentes et surcharges d’exploitation

[5] Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).

[7] Règles BAEL91 modifié 99

[8] Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).

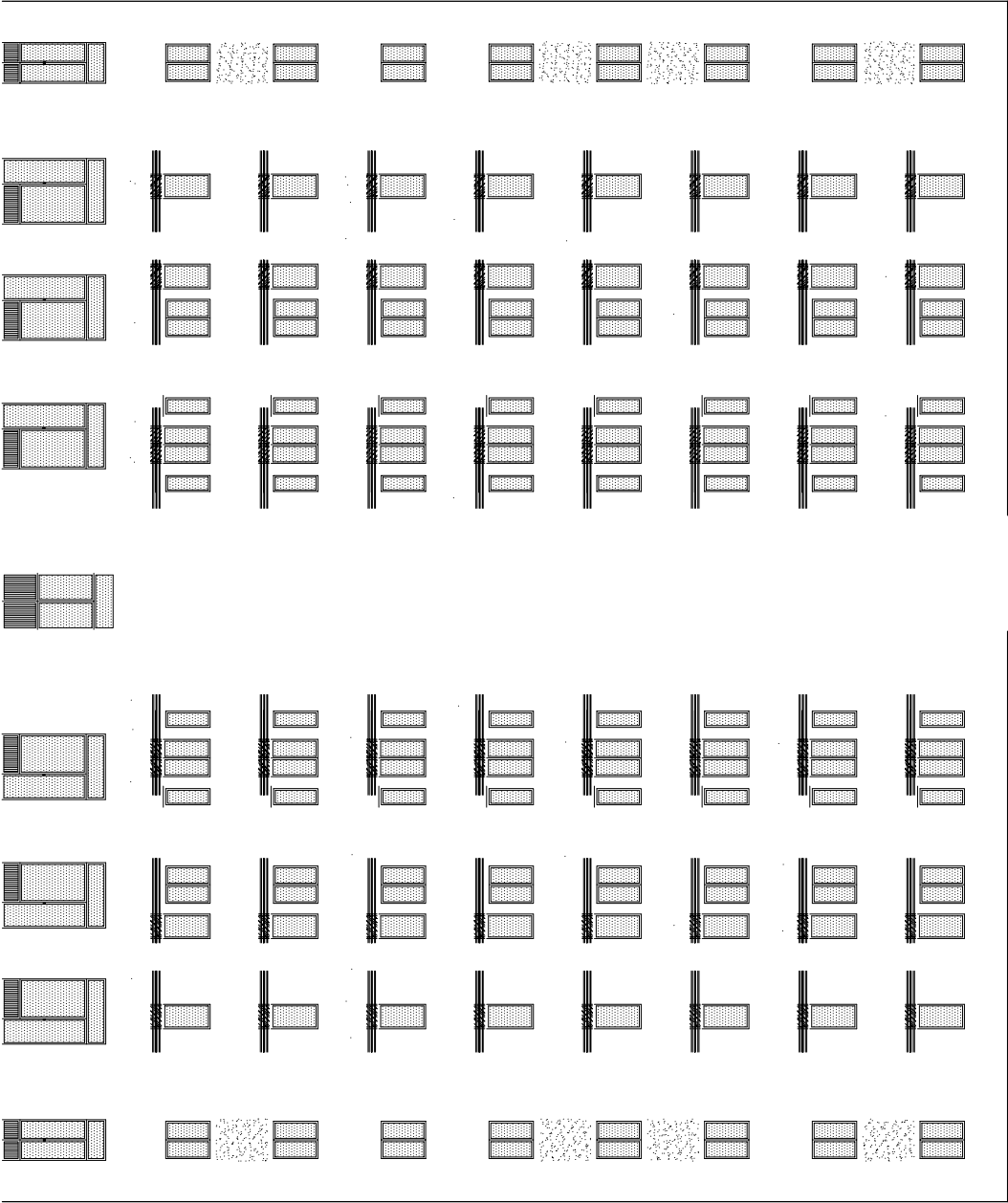
[9] Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé

ALBERT Fuentes.

[10] Cour et TD des années de spécialité

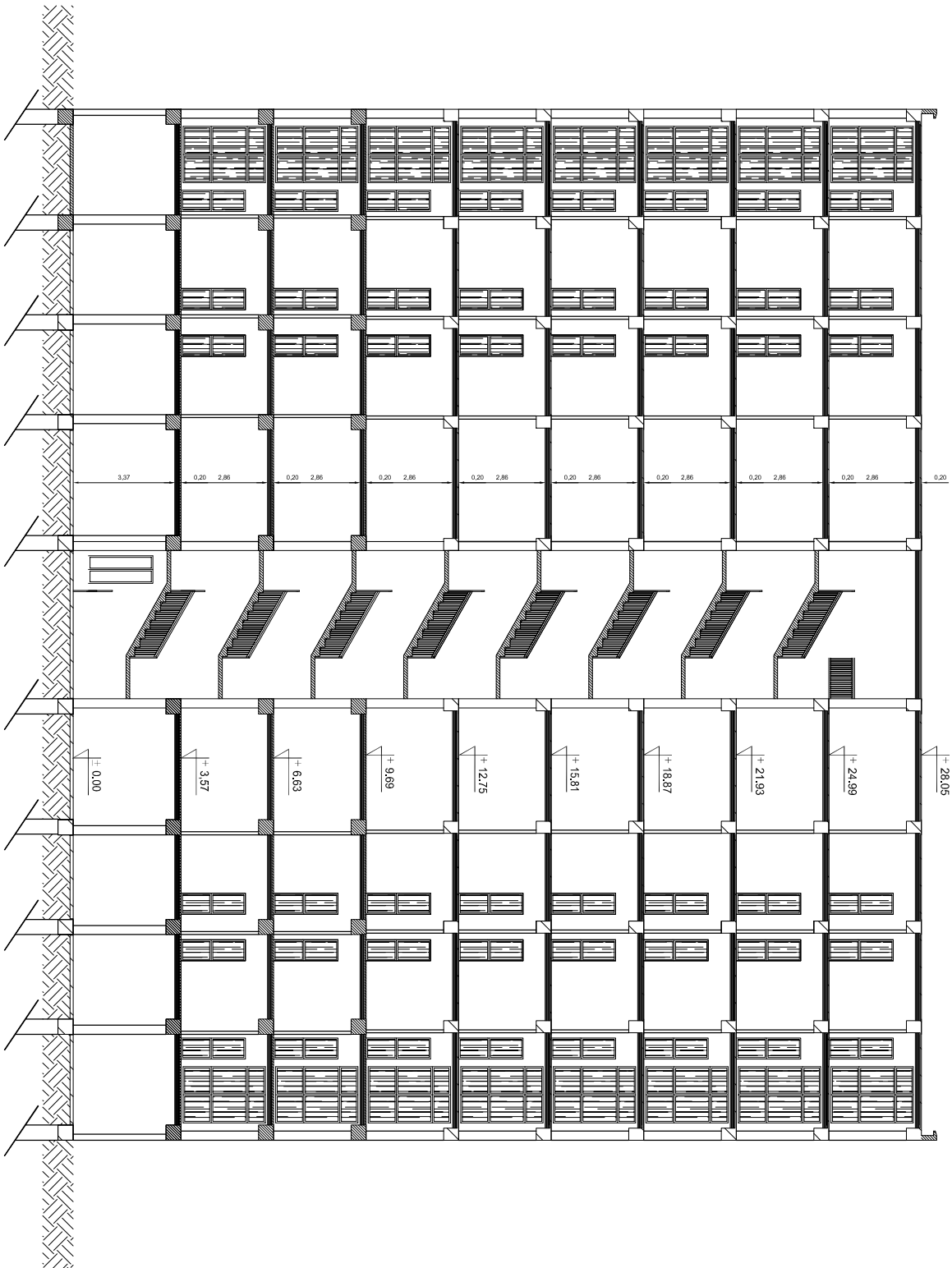
[11] Thèses de l’université Mouloud MAMERI

[12] logiciels : ETABS, AUTOCAD, SOCOTEC, MONSURA



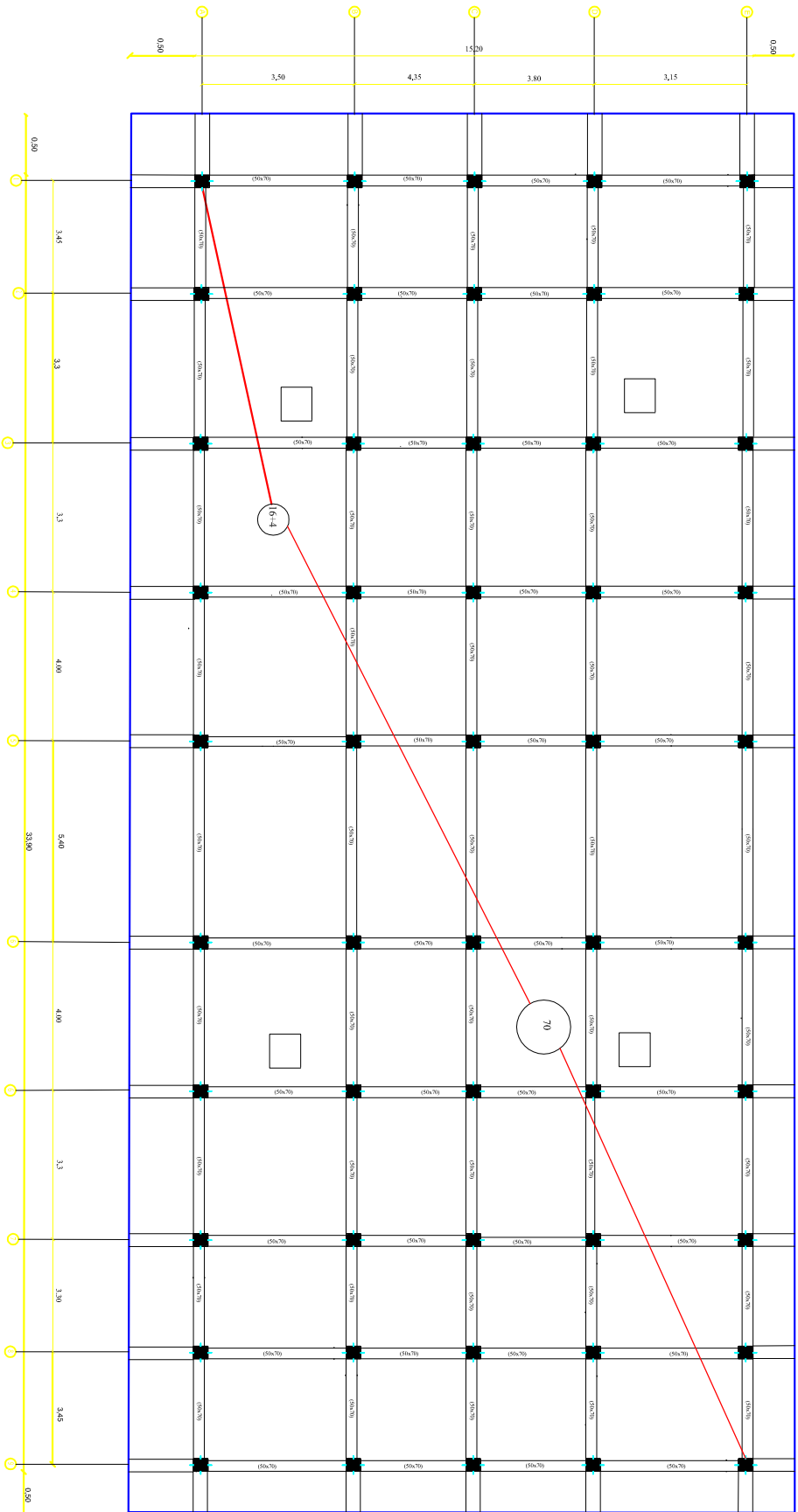
FACADE PRINCIPALE

Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
FACADE PRINCIPALE		
Proposé par :		2014
Dessiné par :	Mr. MOUMOU RACHID Mr. HADDADOU MANSOUR	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. IDRES	Echelle :



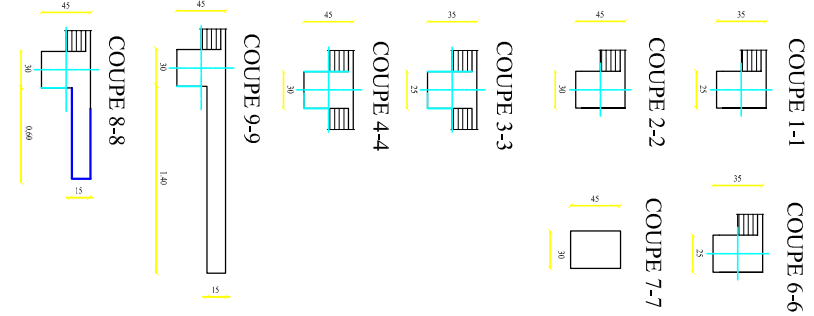
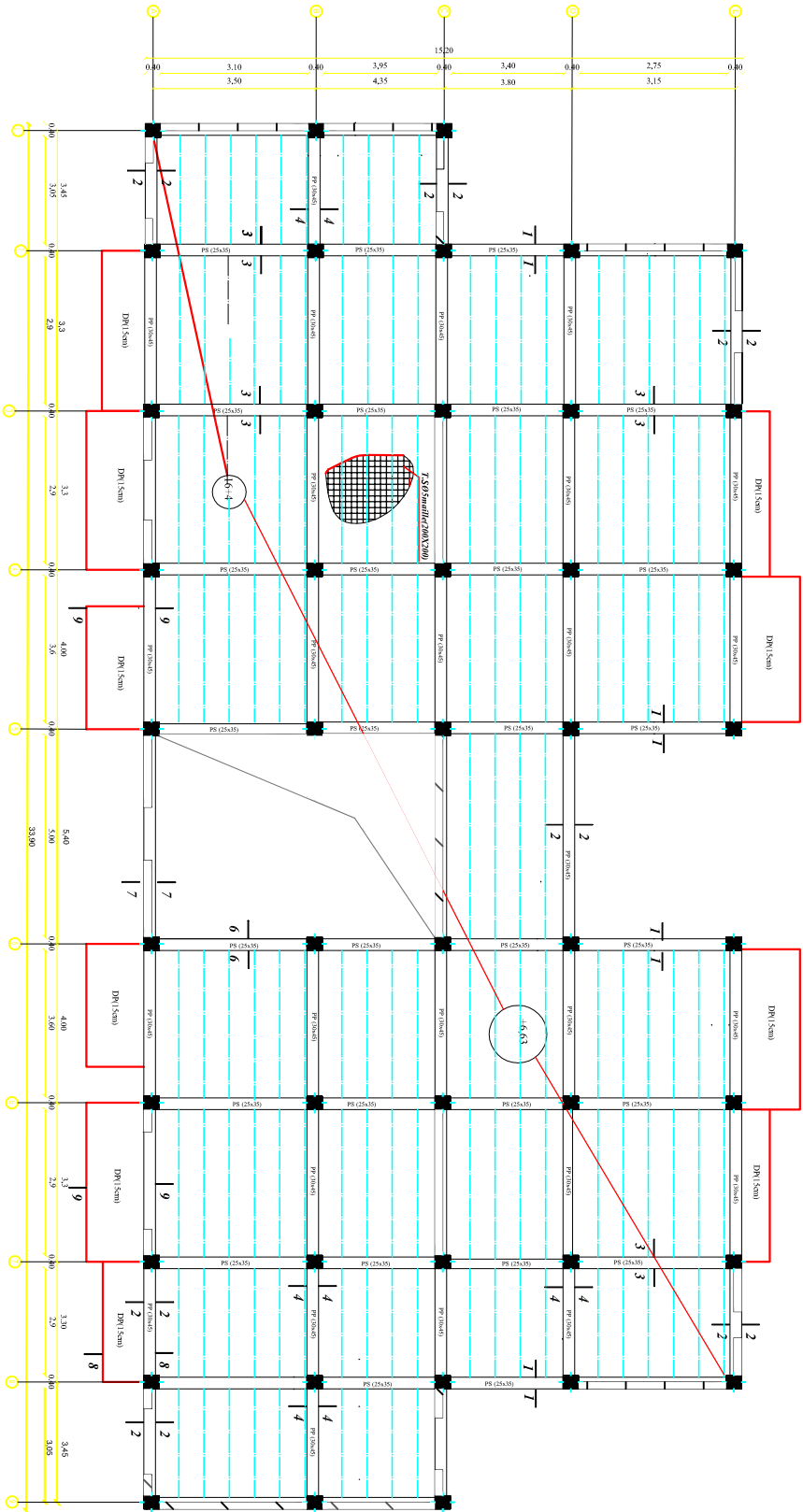
COUPE AA

Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou		
Faculté de Génie de la Construction		
Département de Génie Civil		
PLAN DE LA COUPE A A		
Proposé par :		2014
Dessiné par :	Mr. MOUMOU RACHID Mr. HADDADOU MANSOUR	Plan 1/2
Dirigé par :	Mme. IDRES	Echelle :



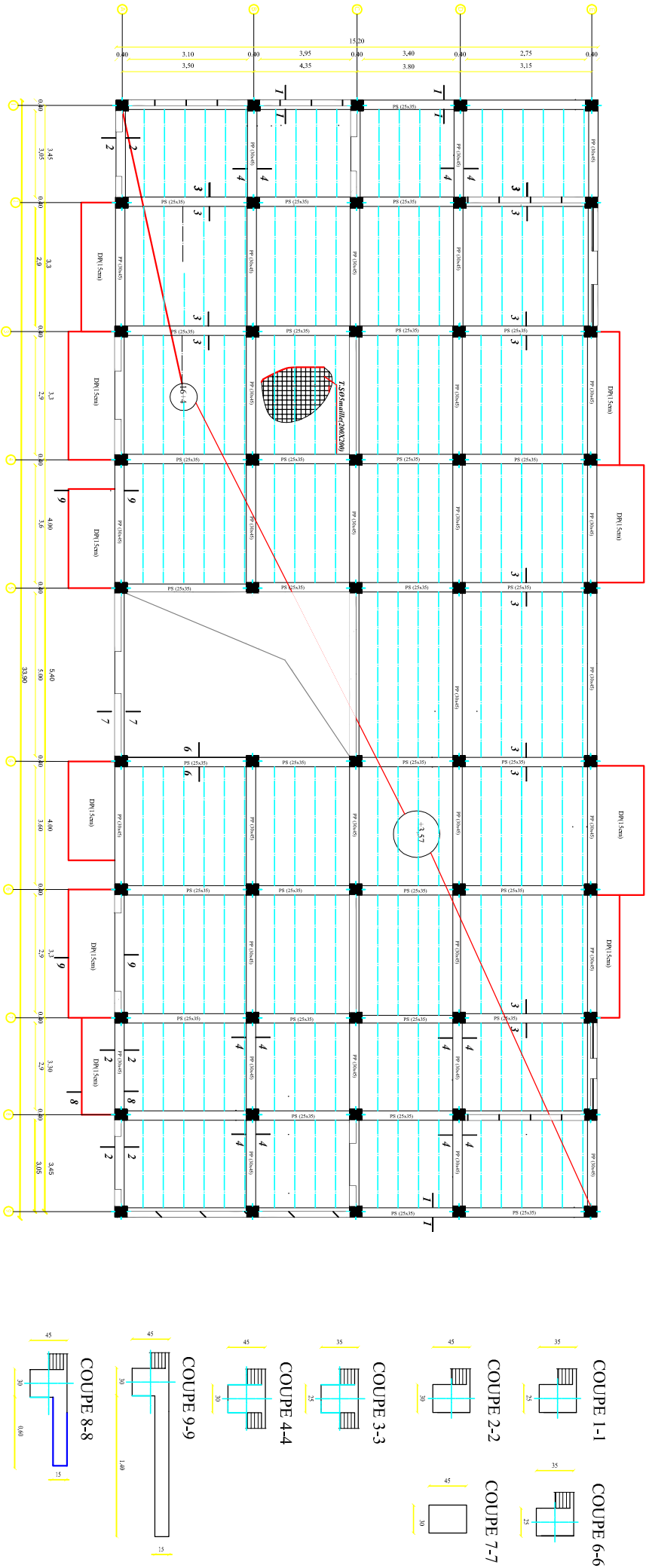
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou			
Faculté de Génie de la Construction			
Département de Génie Civil			
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER			
Proposé par :			2014
Dessiné par :	Mr. MOUMOU RACHID Mr. HADDADOU MANSOUR		Plan 1/2
Dirigé par :	Mme. IDRES		Echelle :



PLAN DE COFFRAGE DE L'ETAGE

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou		
Faculté de Génie de la Construction		
Département de Génie Civil		
PLAN DE COFFRAGE DE L'ETAGE		
Proposé par :		2014
Dessiné par :	Mr. MOUMOU RACHID Mr. HADDADOU MANSOUR	Plan 1/2
Dirigé par :	Mme. IDRES	Echelle :

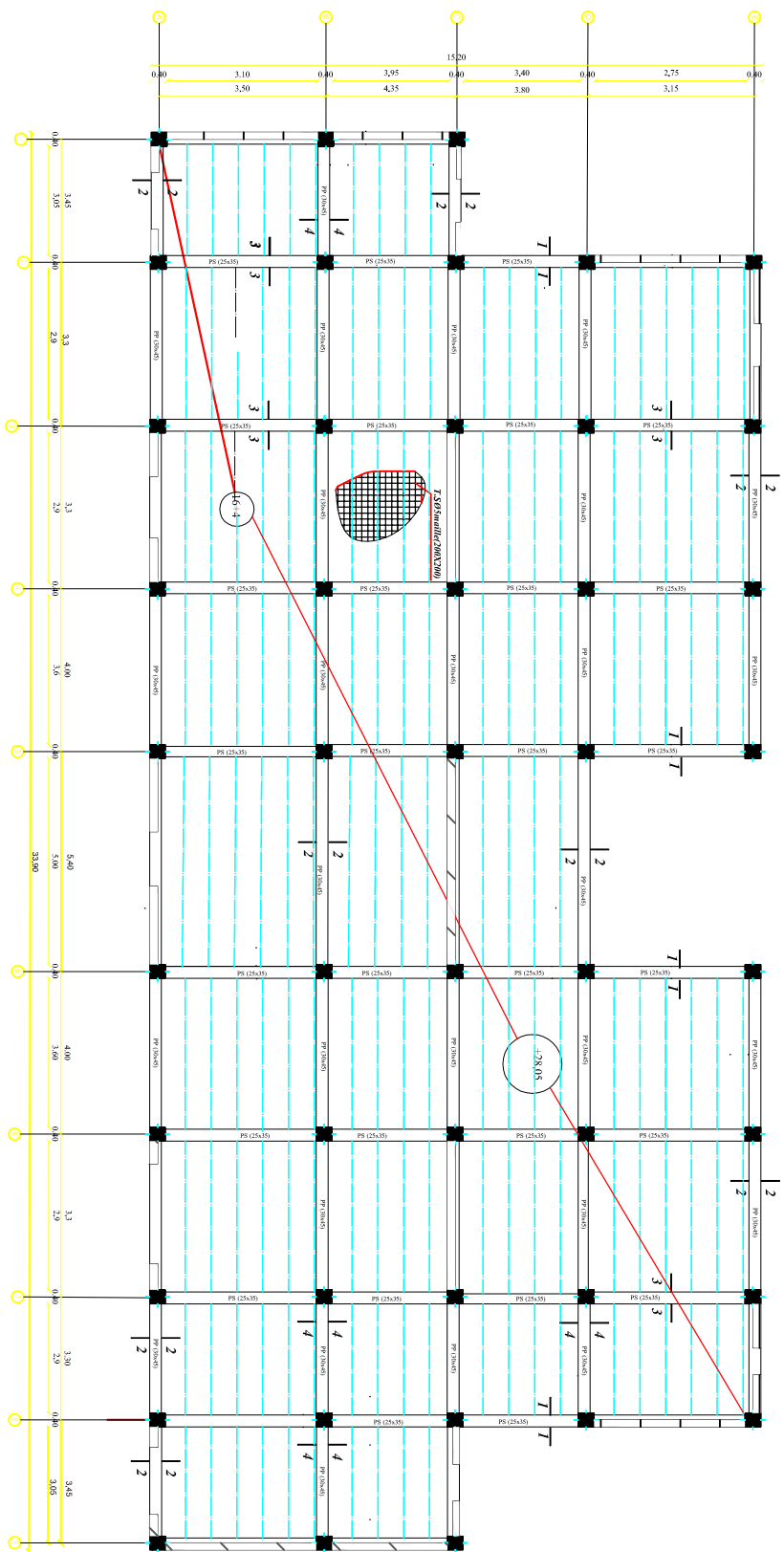


PLAN DE COFFRAGE DU RDC

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

plan de coffrage du RDC

Proposé par :	2014
Dessiné par :	Mr. MOUMOU RACHID Mr. HADDADOU MANSOUR
Dirigé par :	Mme. IDRES
	Plan 1/2
	Echelle :



COUPE 1-1

COUPE 2-2

COUPE 3-3

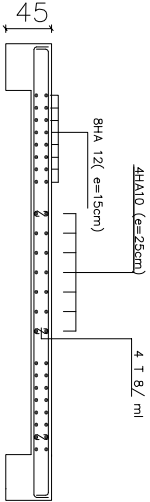
COUPE 4-4

PLAN DE COFFRAGE DE LA TERRASSE

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou			
Faculté de Génie de la Construction			
Département de Génie Civil			
PLAN DU coffrage de la terrasse			
Proposé par :		2014	
Dessiné par :		Plan 1/2	
Dirigé par :		Echelle :	

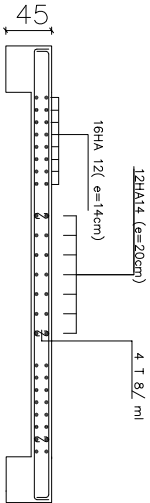
voies VL20–VL21

ZONE I



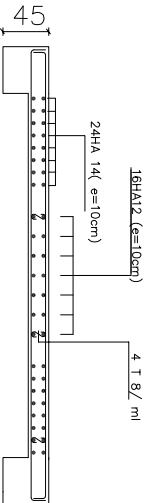
voies VL5–VL6

ZONE I



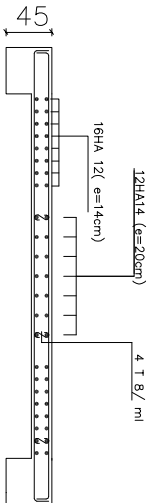
voies VL3–VL4

ZONE I

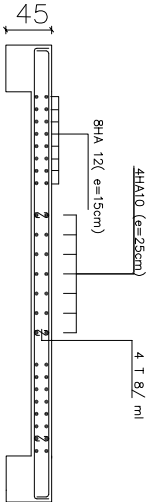


voies VL1–VL2

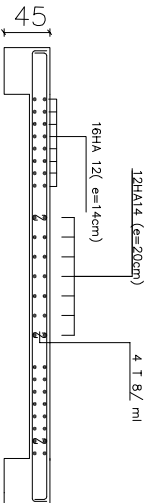
ZONE I



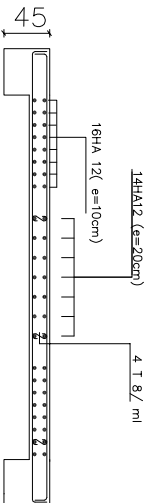
ZONE II



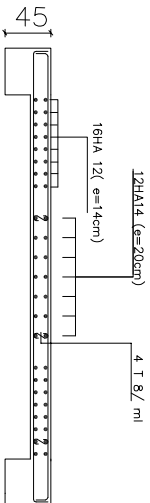
ZONE II



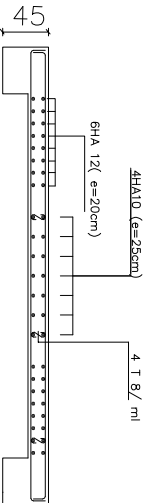
ZONE II



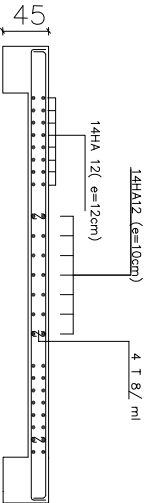
ZONE II



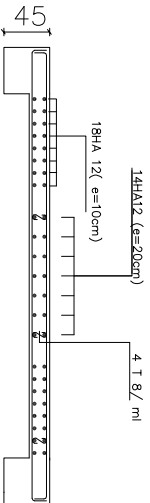
ZONE III



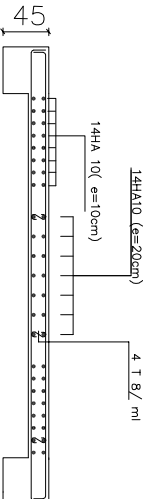
ZONE III



ZONE III

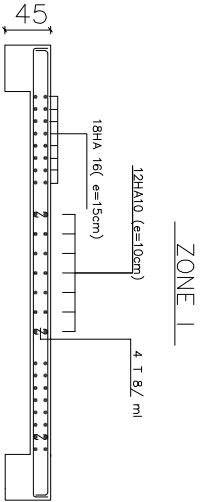


ZONE III

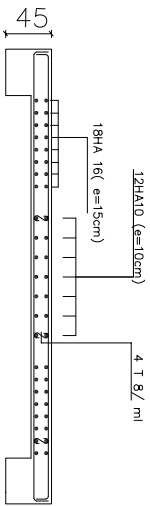


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR:	TITRE:
M/ HADDOU MANSOUR	
M/ MOUMOU RACHID	
DIRIGE PAR:	FERRAILLAGE DES VOIES
Mme IDRESS	TRANSVERSALE
PROMOTION 2013-2014	PLANCHE N°8

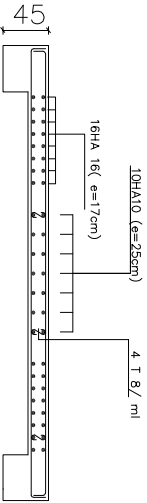
voiesVL15



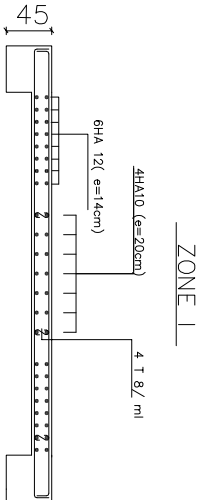
ZONE II



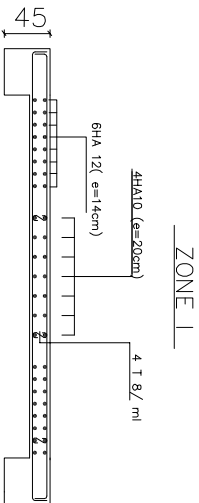
ZONE III



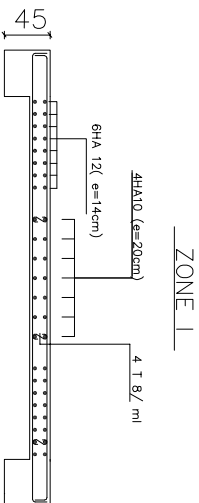
voies VL16– VL17–VL18– VL20



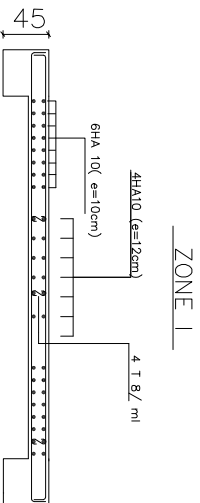
ZONE II



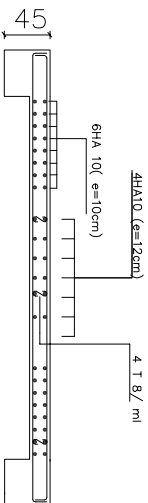
ZONE III



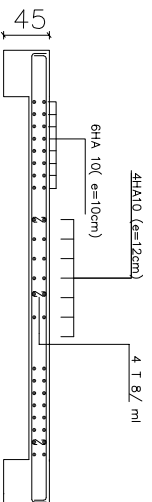
voies VL9– VL10– VL11– VL12– VL13– VL14



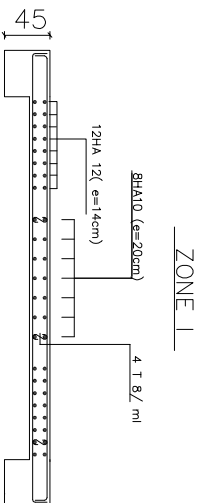
ZONE II



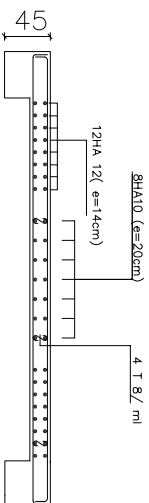
ZONE III



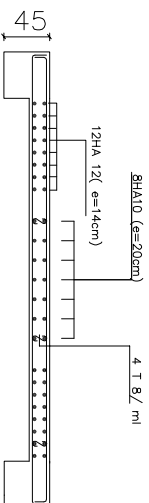
voies VL7– VL8



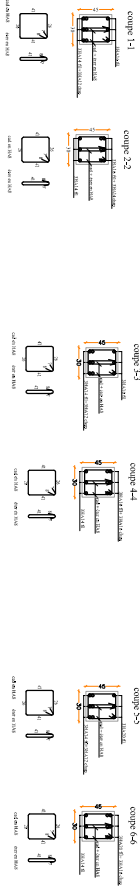
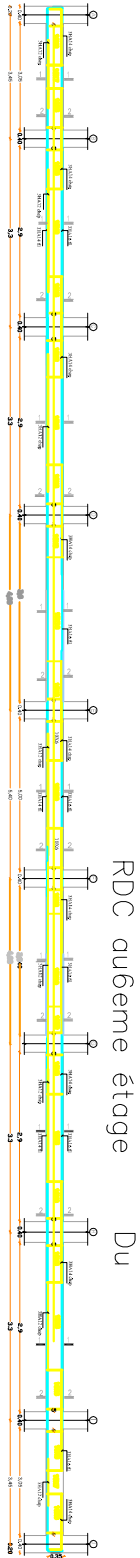
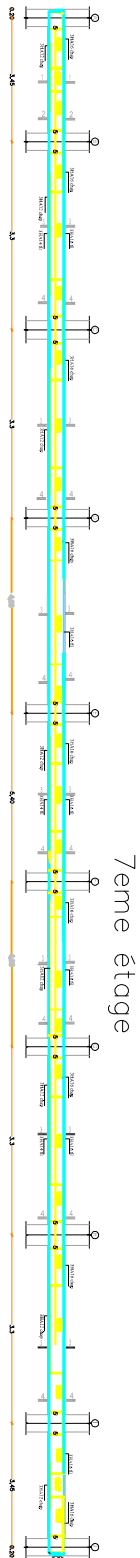
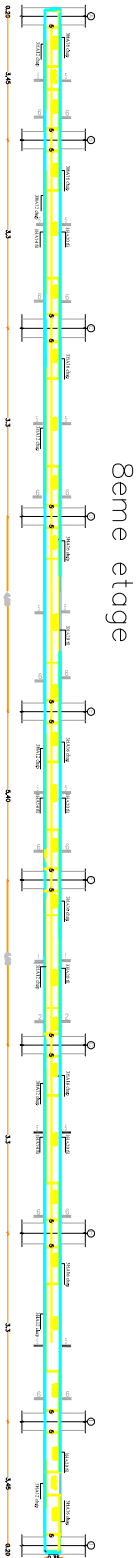
ZONE II



ZONE III

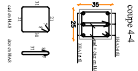
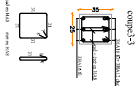
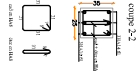
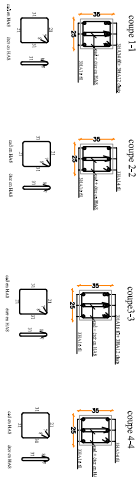
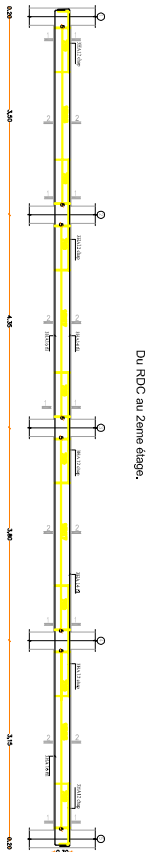
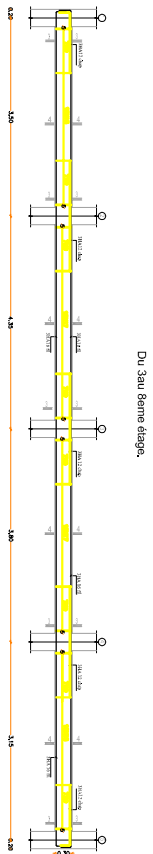


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR:	TITRE:
MR.HADDADOU MANSOUR	FERRAILLAGE DES VOIES
MR MOUMOU RACHID	LONGITUDINAL
DIREGE PAR:	
Mme IDRESS	
PROMOTION 2013-2014	PLANCHE N°8



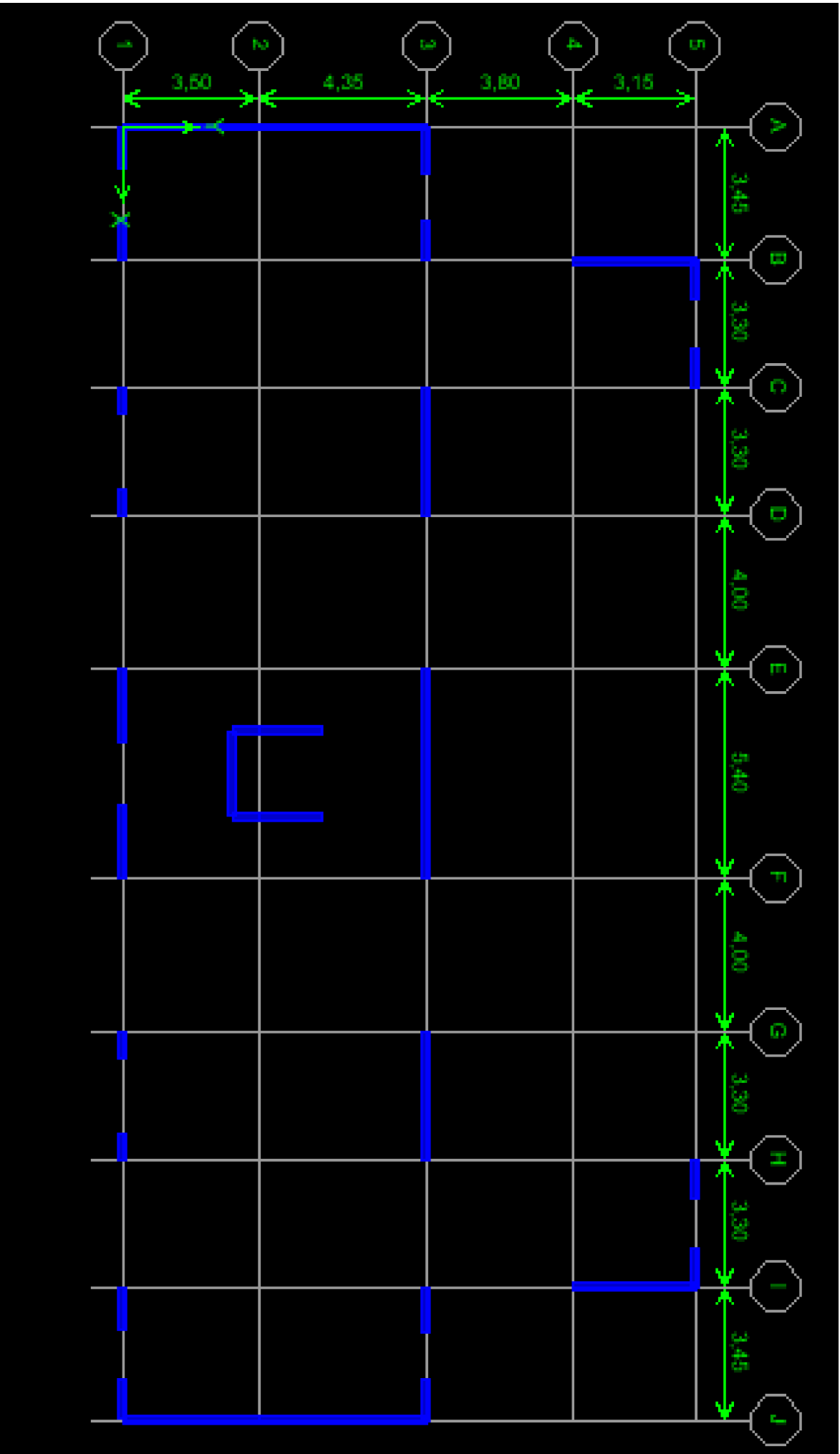
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	

ETUDE PAR:	TITRE: Ferrailage des poutres principales
MR MOUMOU RACHID	
MR HADDADOU MANSOUR	
DIRIGE PAR:	
Mme IDRES.S	
PROMOTION 2013–2014	PLANCHE N°7



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	

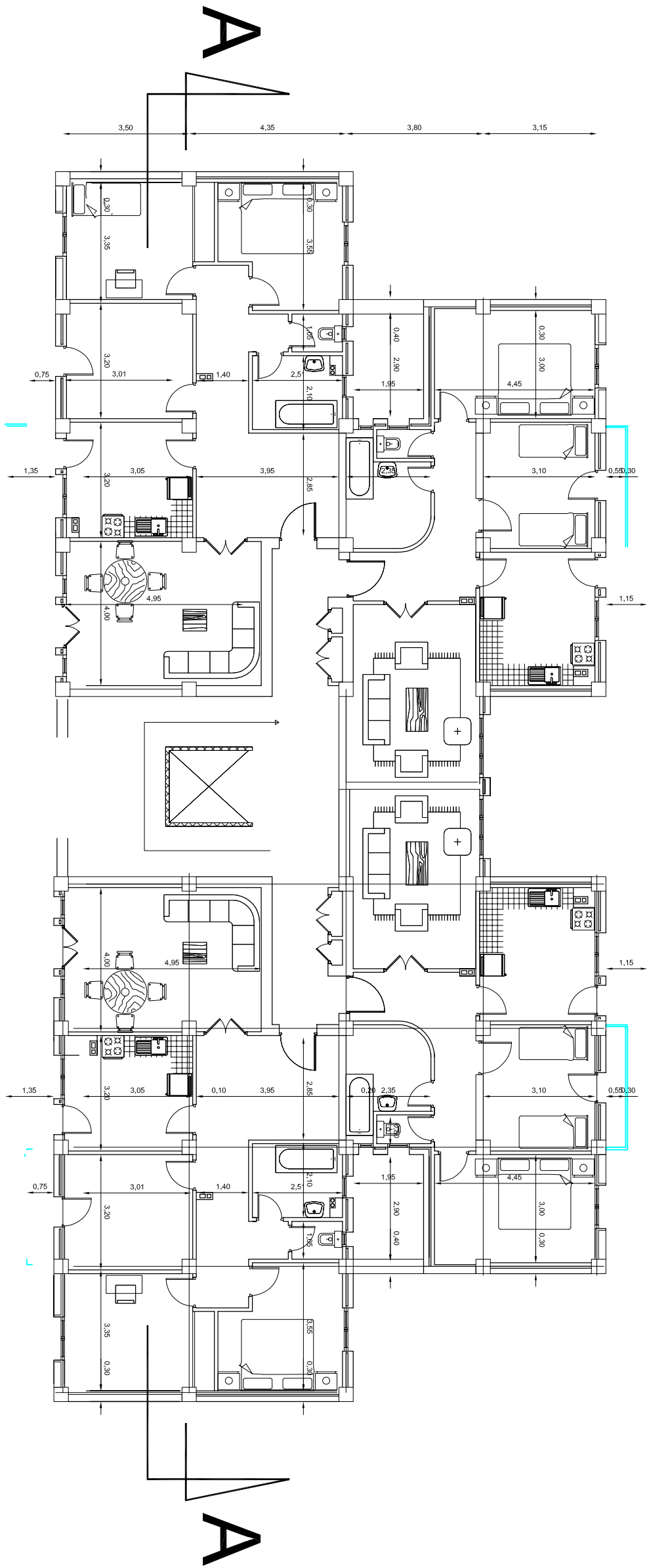
ETUDE PAR: Mr MOUMOU RACHID Mr HADDADOU MANSOUR	TITRE: Ferrellage des poutres secondaire
DIRIGE PAR: Mme IDRESS	PLANCHE N°7
PROMOTION 2013-2014	



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

PLAN DE DISPOSITION DES VOILES

Proposé par :		2014
Dessiné par :	Mr. MOUMOU RACHID Mr. HADDADOU MANSOUR	Plan 1/5
Dirigé par :	Mme. IDRES	Echelle :



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

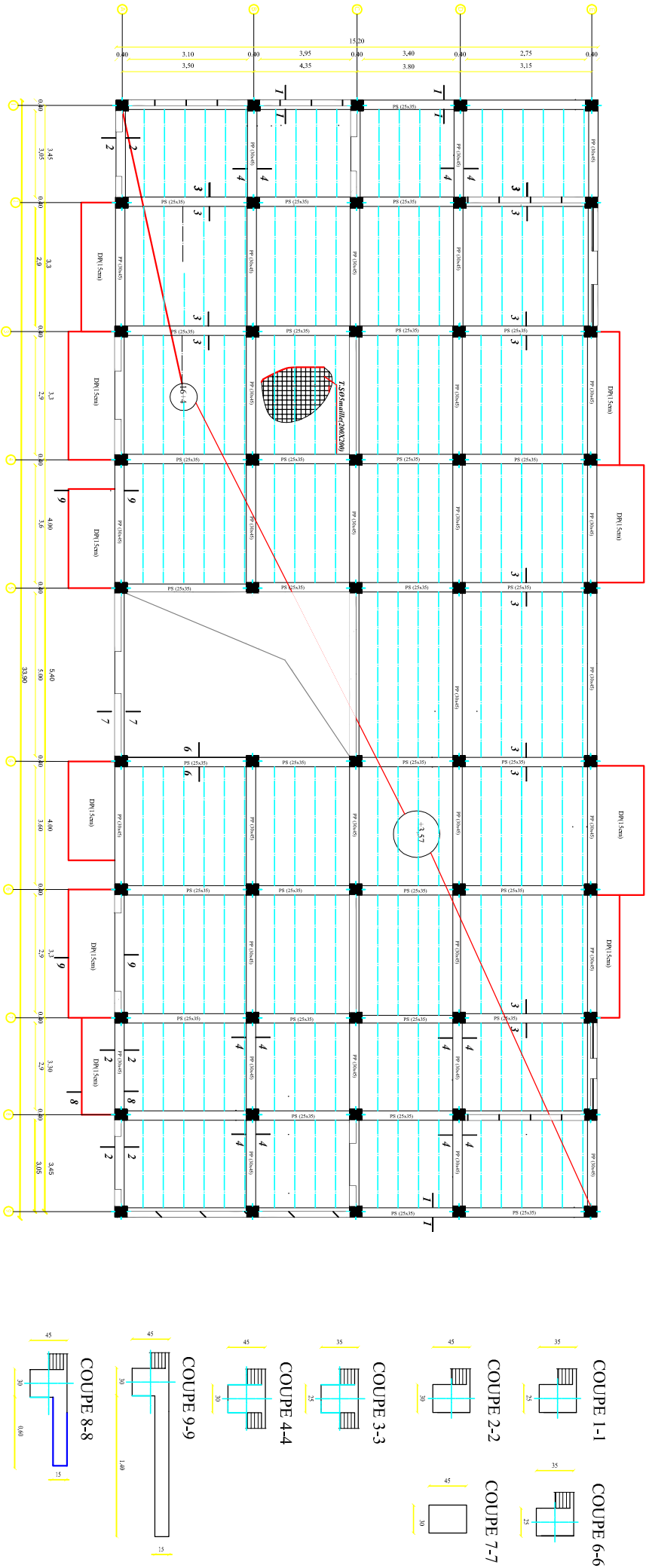
PLAN D'ETAGE COURANT

Proposé par : 2014

Dessiné par : Mr. MOUMOU RACHID
Mr. HADDADOU MANSOUR

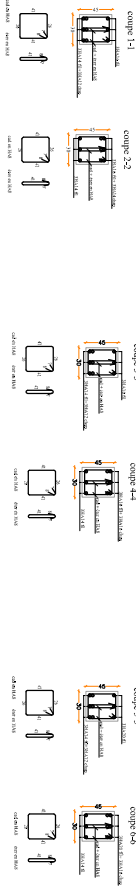
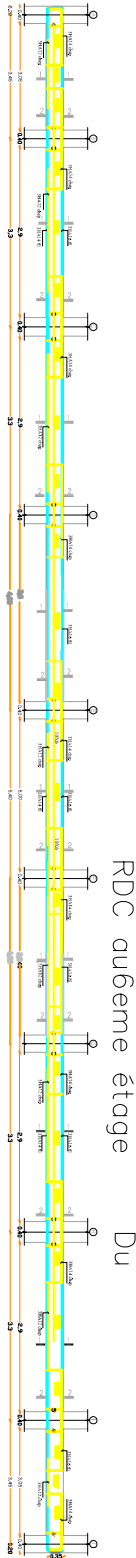
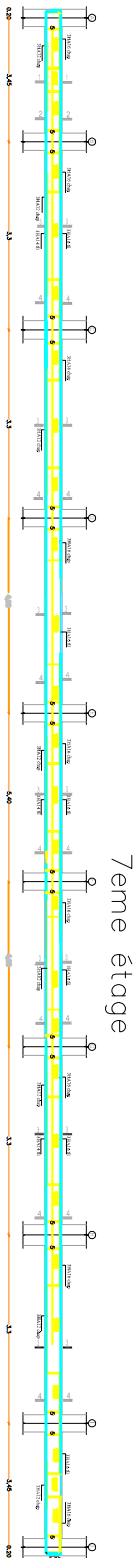
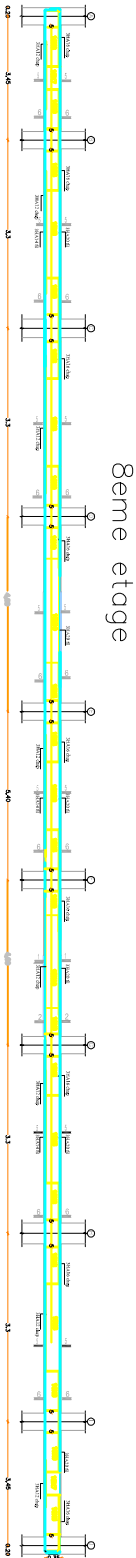
Dirigé par : Mme. IDRES

Echelle : Plan 1/1



PLAN DE COFFRAGE DU RDC

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
plan de coffrage du RDC		
Proposé par :		2014
Dessiné par :	Mr. MOUMOU RACHID Mr. HADDADOU MANSOUR	Plan 1/2
Dirigé par :	Mme. IDRES	Echelle :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:

Mr MOUMOU RACHID

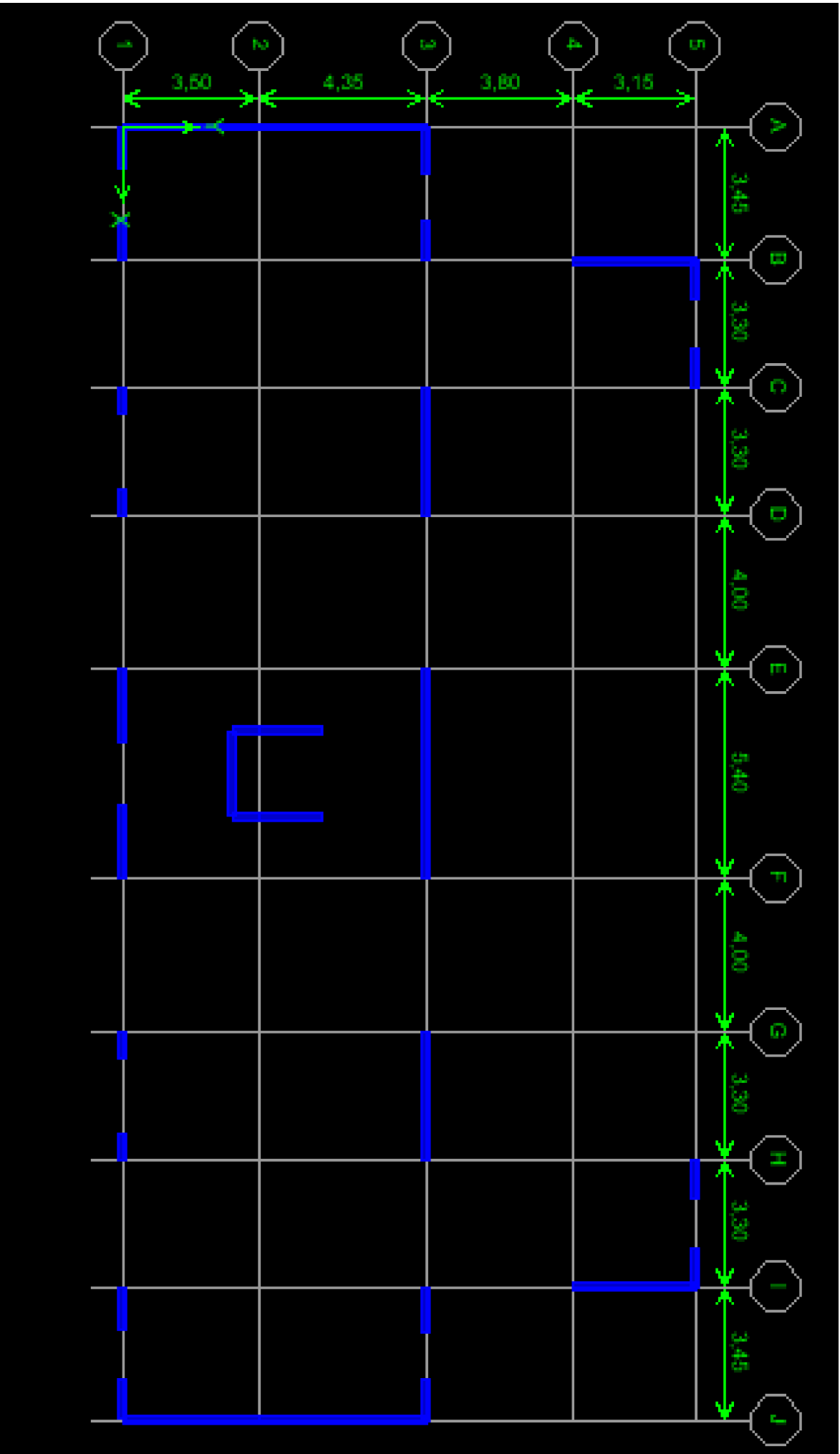
Mr HADDADOU MANSOUR

DIRIGE PAR:

Mme IDRES.S

PROMOTION 2013–2014

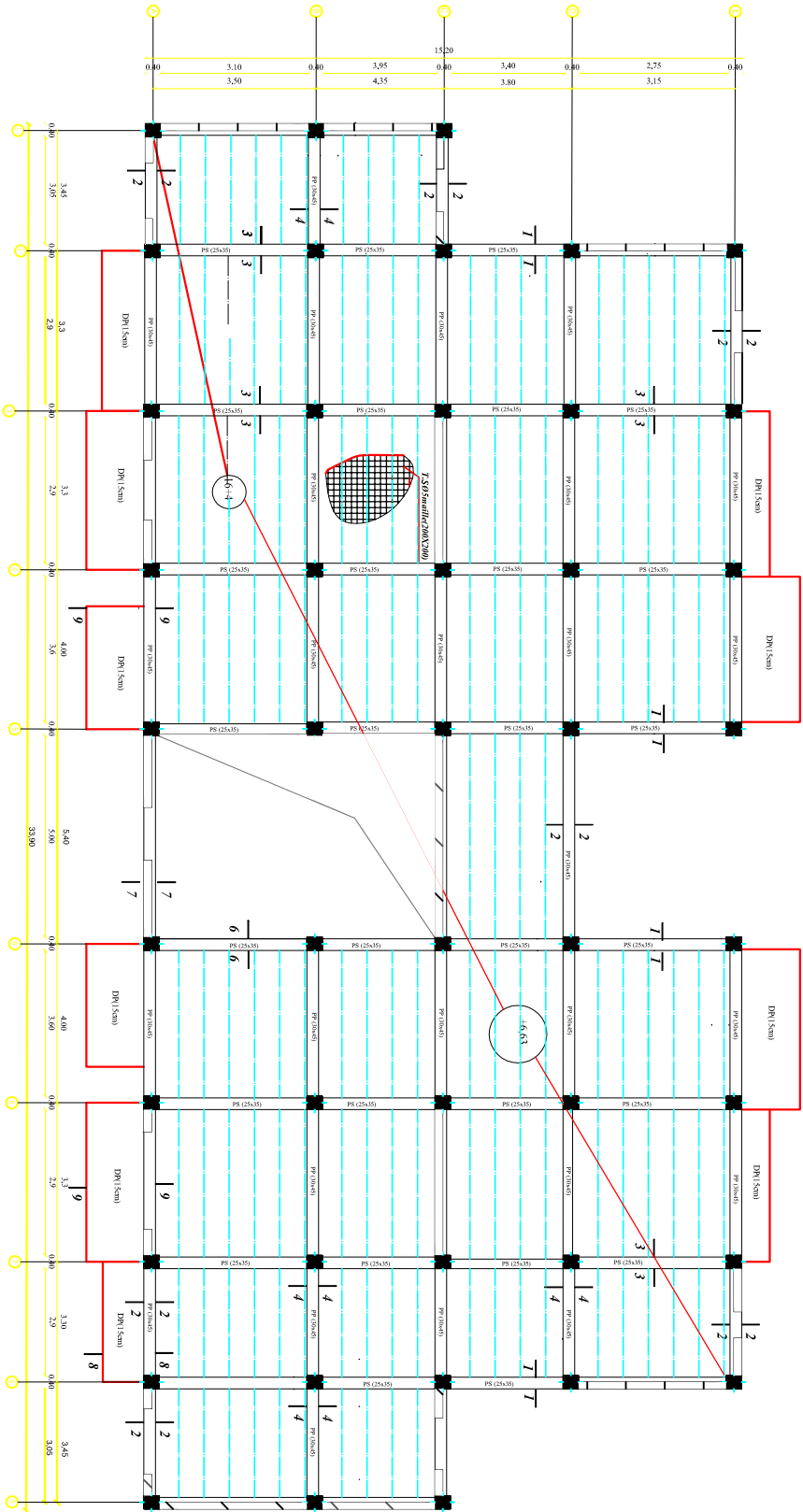
PLANCHE N°7



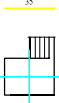
Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

PLAN DE DISPOSITION DES VOILES

Proposé par :		2014
Dessiné par :	Mr. MOUMOU RACHID Mr. HADDADOU MANSOUR	Plan 1/5
Dirigé par :	Mme. IDRES	Echelle :



COUPE 1-1



COUPE 6-6



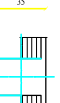
COUPE 2-2



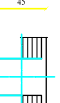
COUPE 7-7



COUPE 3-3



COUPE 4-4



COUPE 9-9



COUPE 8-8





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

PLAN DU RDC

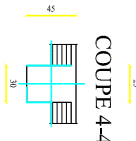
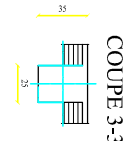
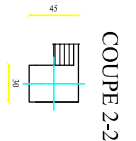
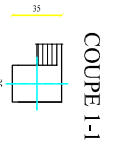
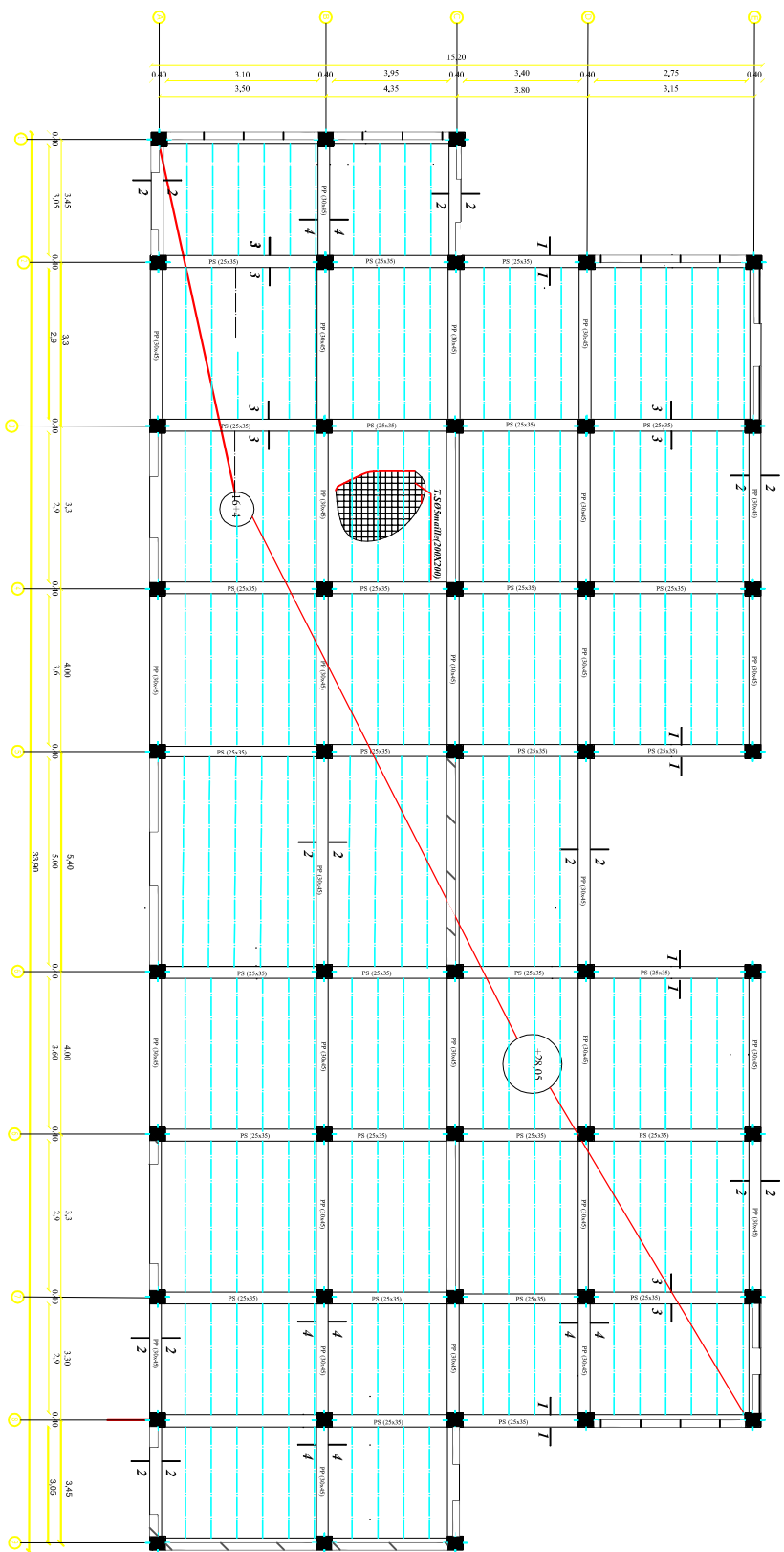
Proposé par : 2014

Dessiné par : Mr. MOUMOU RACHID
Mr. HADDADOU MANSOUR

Dirigé par : Mme. IDRES

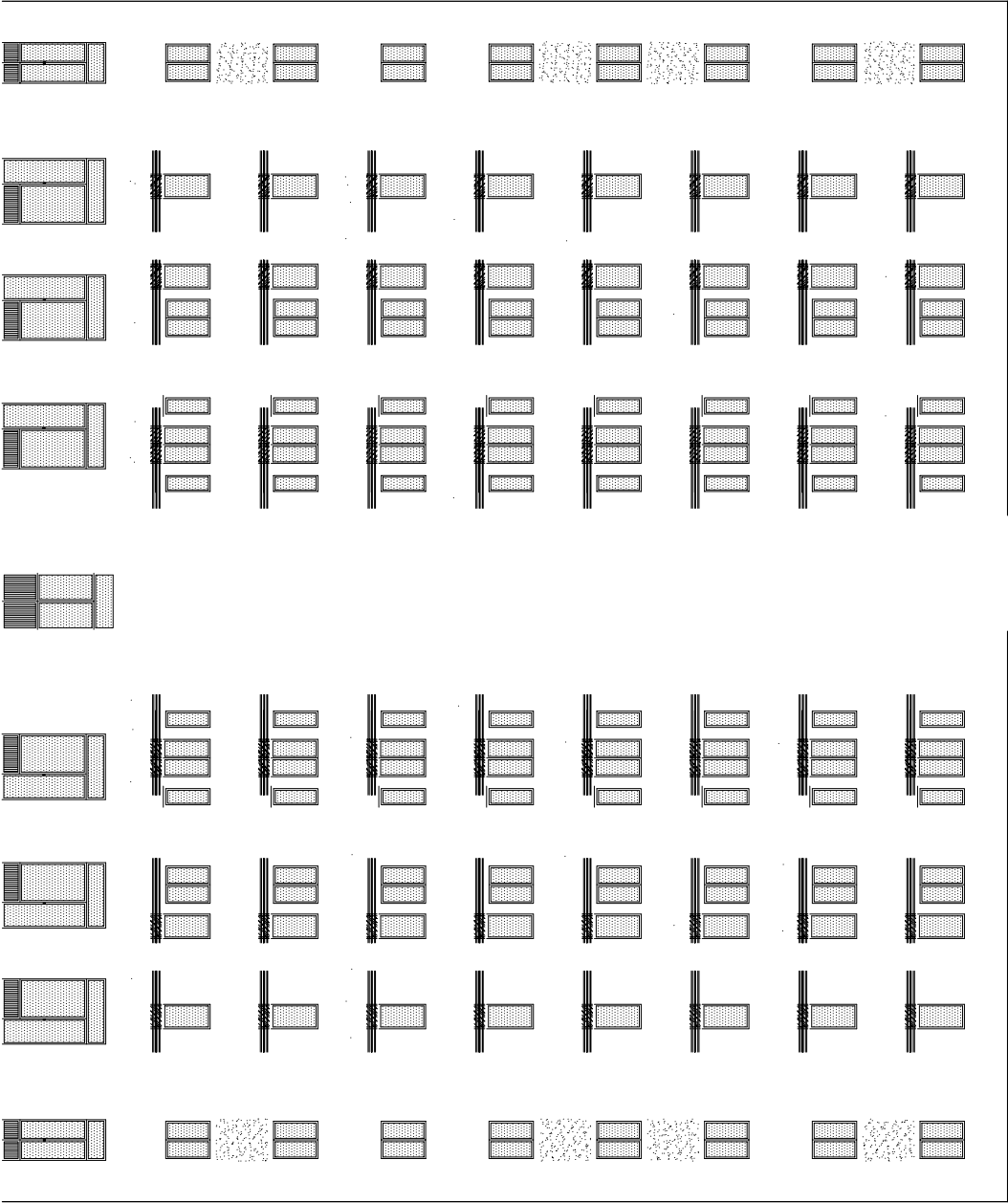
Plan 1/1

Echelle :



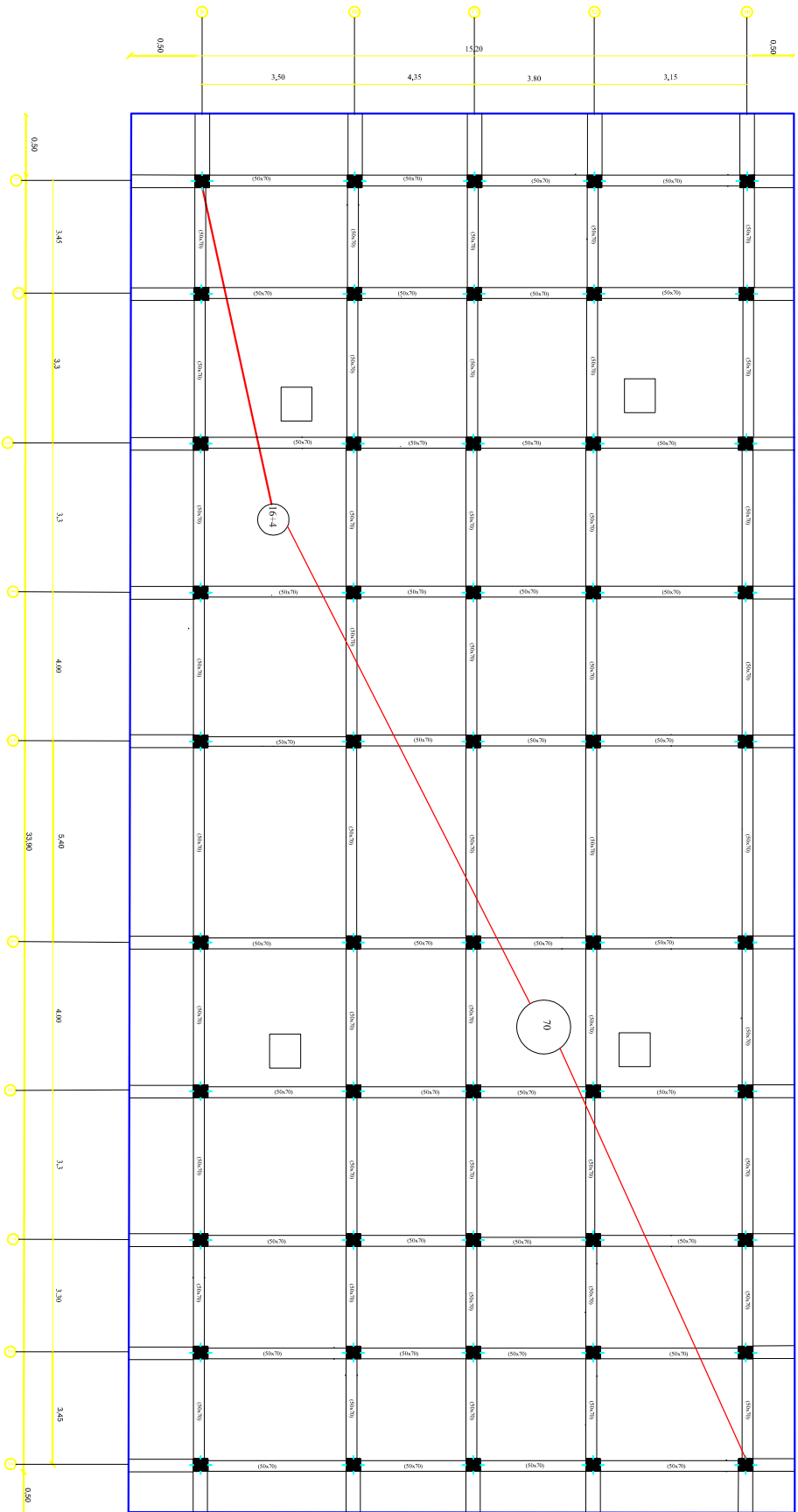
PLAN DE COFFRAGE DE LA TERRASSE

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
PLAN DU coffrage de la terrasse		
Proposé par :		2014
Dessiné par :	Mr. MOUMOU RACHID Mr. HADDADOU MANSOUR	Plan 1/2
Dirigé par :	Mme. IDRES	Echelle :



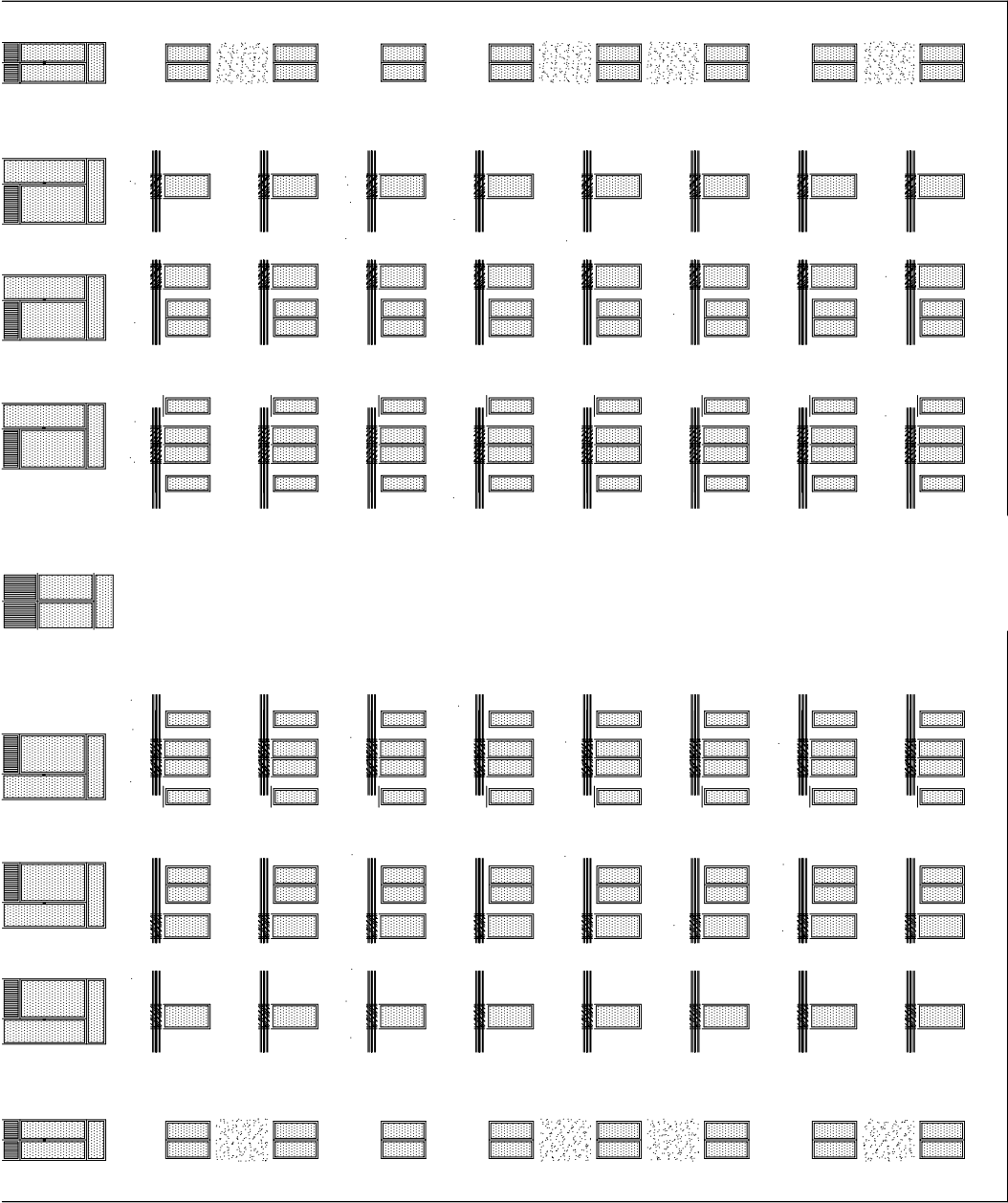
FACADE PRINCIPALE

Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
FACADE PRINCIPALE		
Proposé par :		2014
Dessiné par :	Mr. MOUMOU RACHID Mr. HADDADOU MANSOUR	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. IDRES	Echelle :



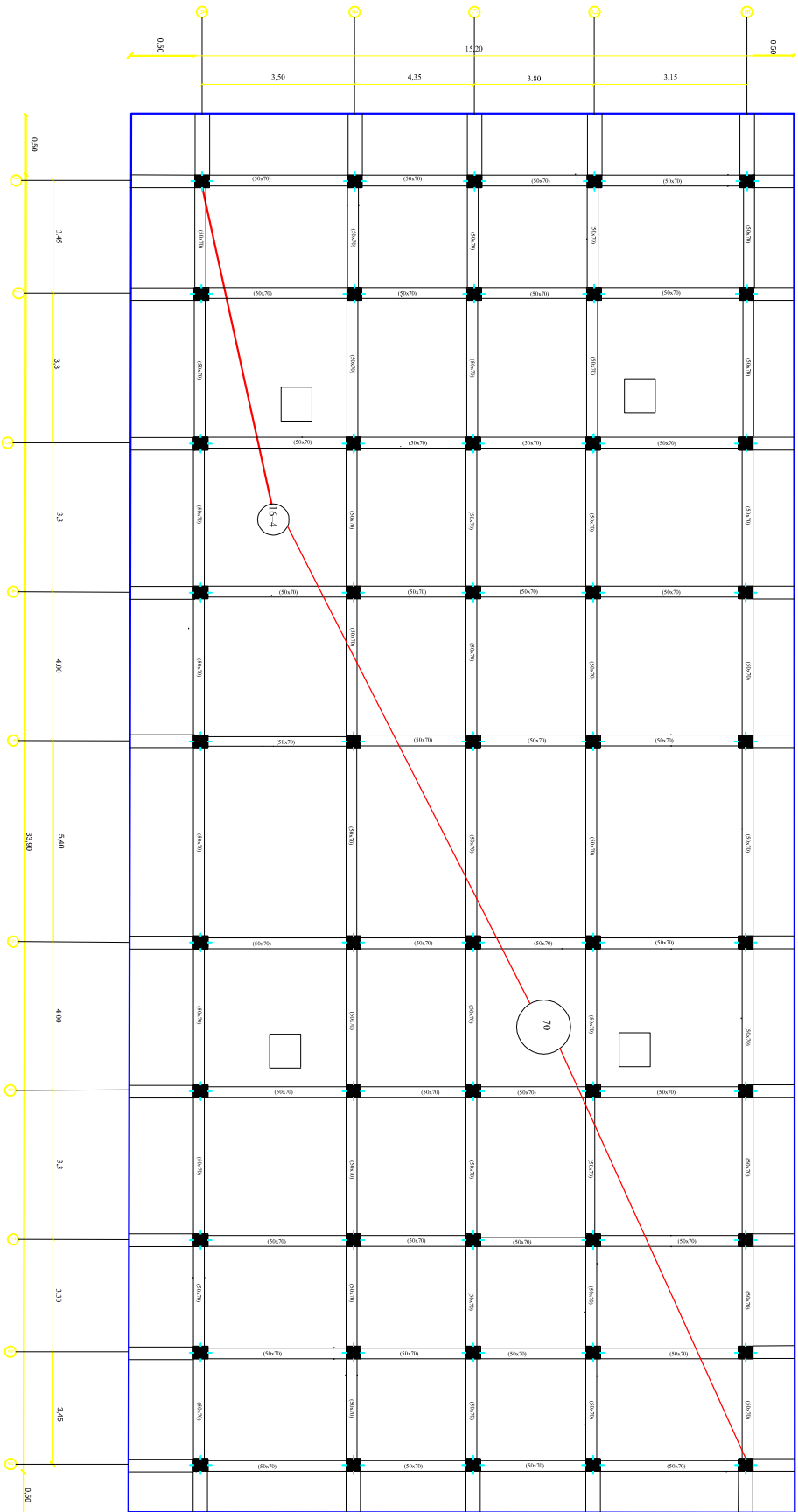
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou			
Faculté de Génie de la Construction			
Département de Génie Civil			
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER			
Proposé par :		2014	
Dessiné par :		Mr. MOUMOU RACHID	
Dirigé par :		Mr. HADDADOU MANSOUR	
		Plan 1/2	
		Echelle :	



FACADE PRINCIPALE

Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
FACADE PRINCIPALE		
Proposé par :		2014
Dessiné par :	Mr. MOUMOU RACHID Mr. HADDADOU MANSOUR	Plan 1/1
Dirigé par :	Mme. IDRES	Echelle :

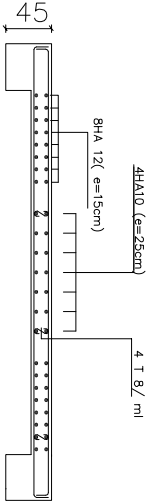


PLAN DE COFFRAGE DU RADIER

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou			
Faculté de Génie de la Construction			
Département de Génie Civil			
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER			
Proposé par :		2014	
Dessiné par :		Mr. MOUMOU RACHID	
		Mr. HADDADOU MANSOUR	
Dirigé par :		Mme. IDRES	
		Plan 1/2	
		Echelle :	

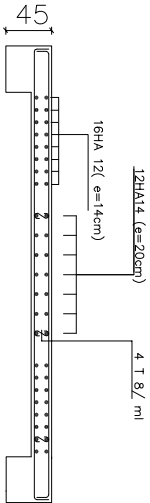
voies VL20–VL21

ZONE I



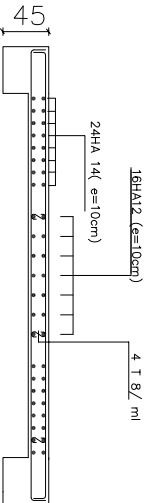
voies VL5–VL6

ZONE I



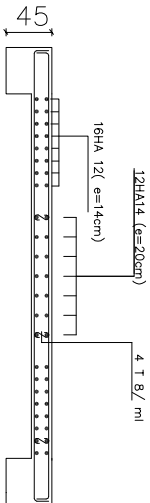
voies VL3–VL4

ZONE I

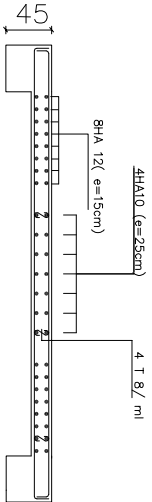


voies VL1–VL2

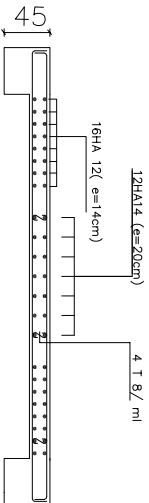
ZONE I



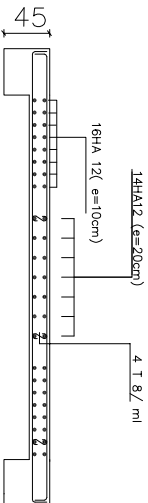
ZONE II



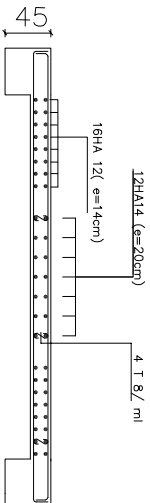
ZONE II



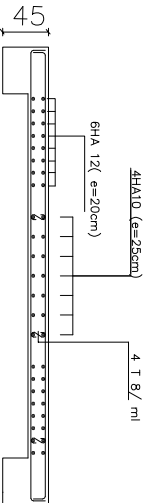
ZONE II



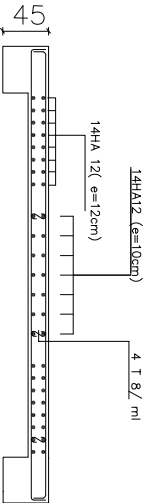
ZONE II



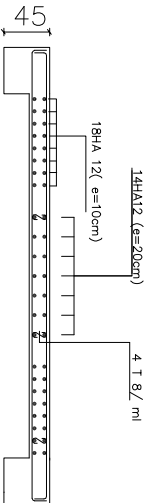
ZONE III



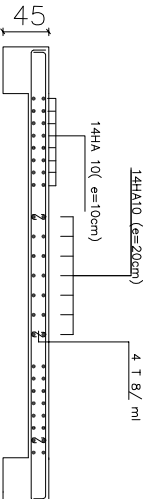
ZONE III



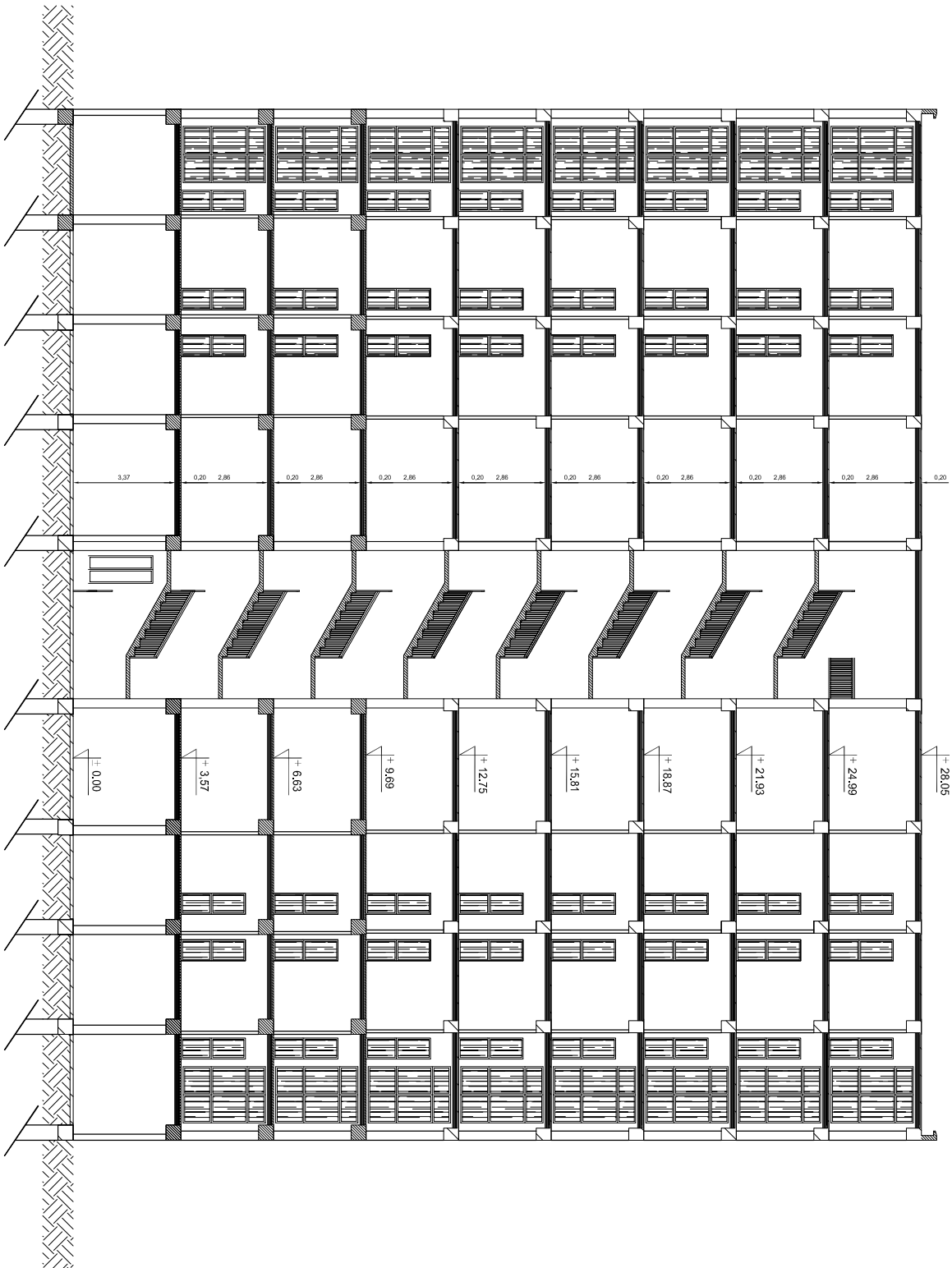
ZONE III



ZONE III

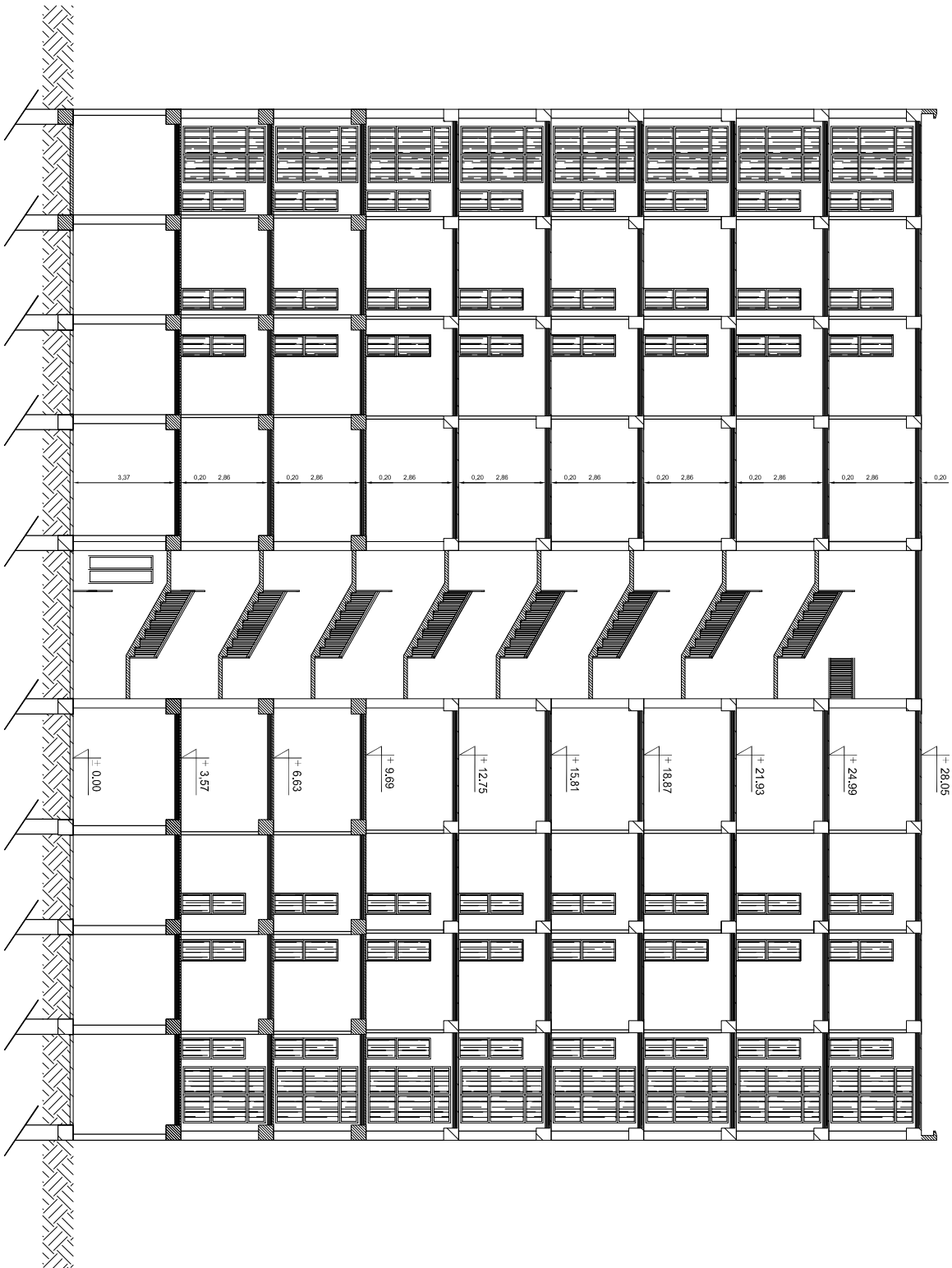


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR:	TITRE:
M. HADDOU MANSOUR	
M. MOUMOU RACHID	
DIRIGE PAR:	FERRAILLAGE DES VOIES
Mme IDRESS	TRANSVERSALE
PROMOTION 2013-2014	PLANCHE N°8



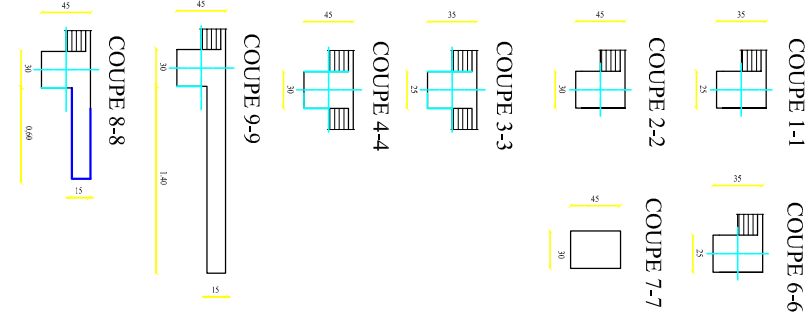
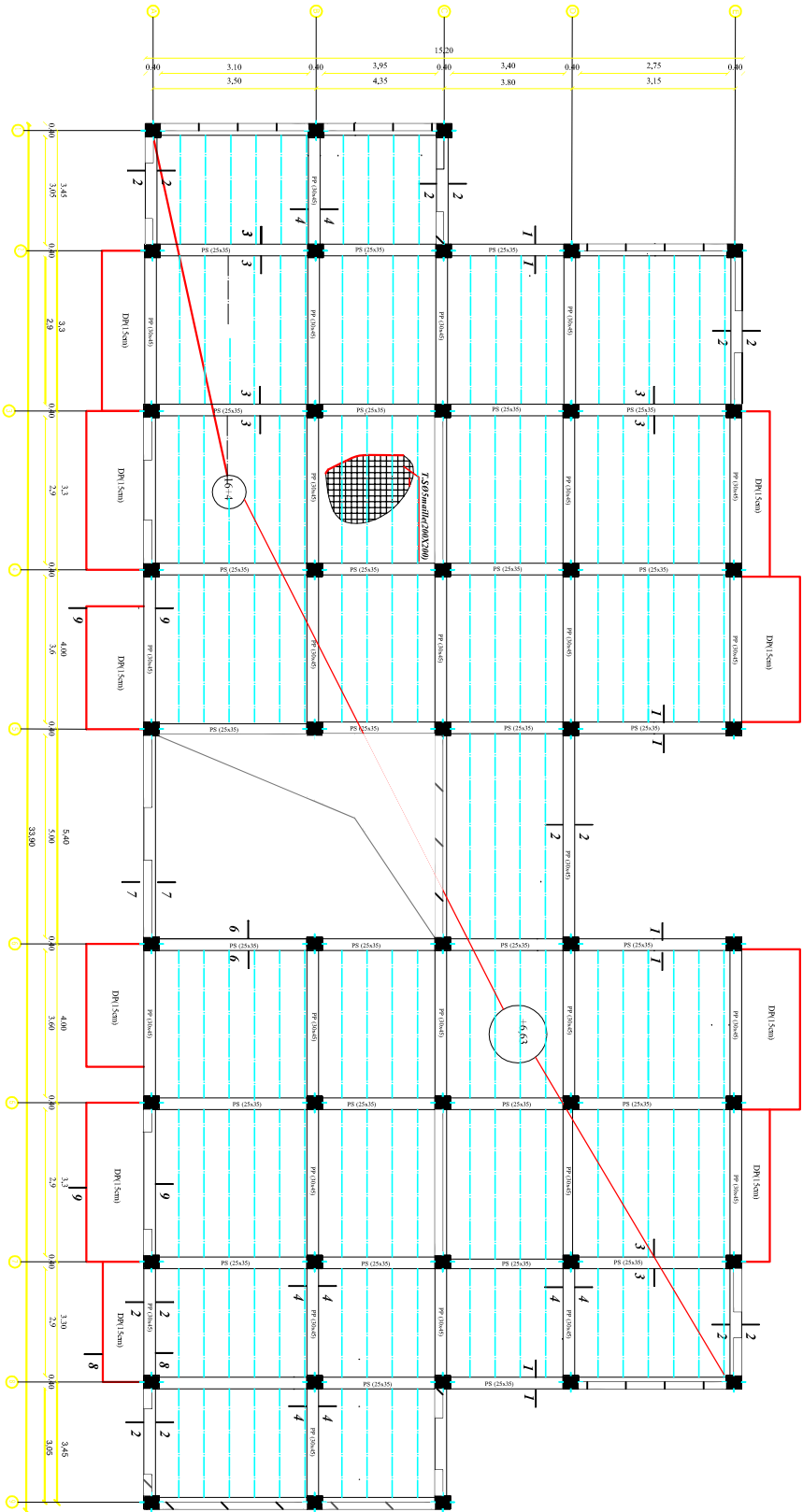
COUPE AA

Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou		
Faculté de Génie de la Construction		
Département de Génie Civil		
PLAN DE LA COUPE A A		
Proposé par :		2014
Dessiné par :	Mr. MOUMOU RACHID Mr. HADDADOU MANSOUR	Plan 1/2
Dirigé par :	Mme. IDRES	Echelle :



COUPE AA

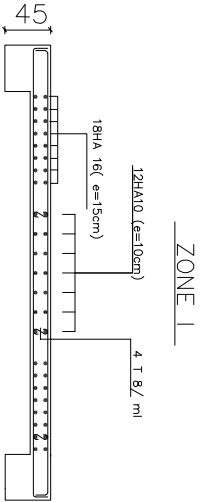
Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou		
Faculté de Génie de la Construction		
Département de Génie Civil		
PLAN DE LA COUPE A A		
Proposé par :		2014
Dessiné par :	Mr. MOUMOU RACHID Mr. HADDADOU MANSOUR	Plan 1/2
Dirigé par :	Mme. IDRES	Echelle :



PLAN DE COFFRAGE DE L'ETAGE

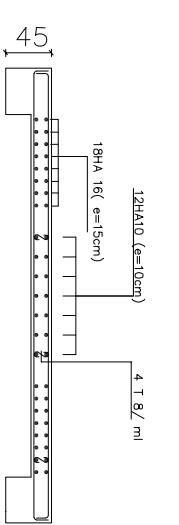
Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou		
Faculté de Génie de la Construction		
Département de Génie Civil		
PLAN DE COFFRAGE DE L'ETAGE		
Proposé par :		2014
Dessiné par :	Mr. MOUMOU RACHID Mr. HADDADOU MANSOUR	Plan 1/2
Dirigé par :	Mme. IDRES	Echelle :

voiesVL15

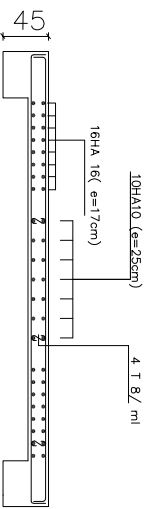


ZONE I

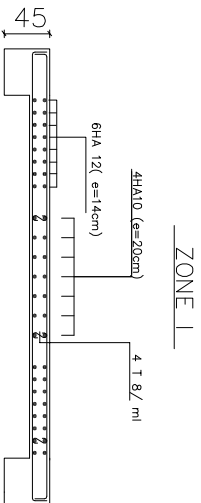
ZONE II



ZONE III

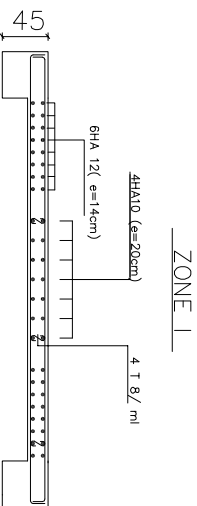


voies VL16– VL17–VL18– VL20

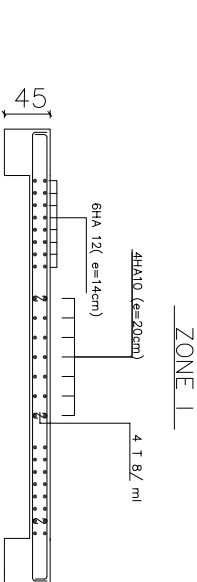


ZONE I

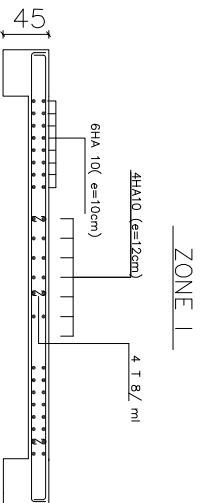
ZONE II



ZONE III

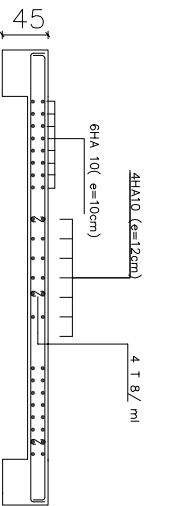


voies VL9– VL10– VL11– VL12– VL13– VL14

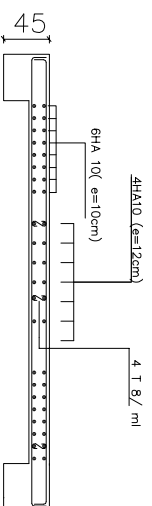


ZONE I

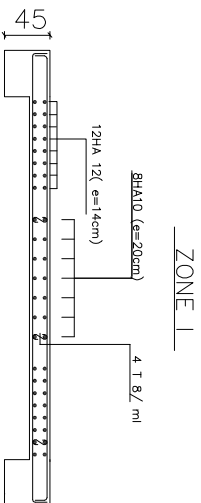
ZONE II



ZONE III

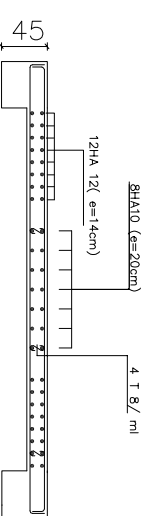


voies VL7– VL8

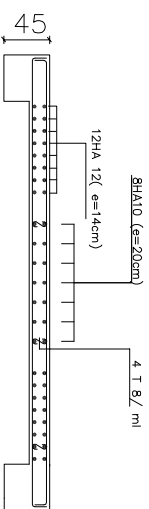


ZONE I

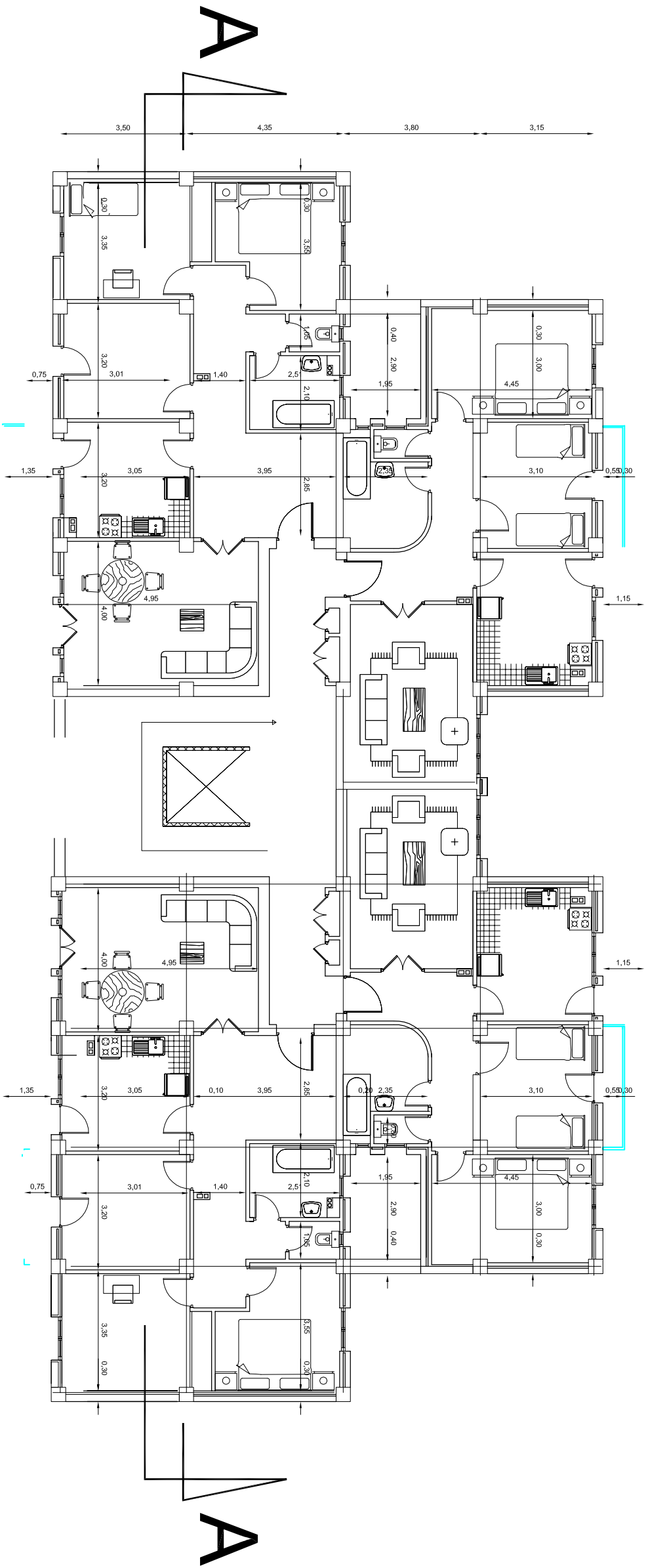
ZONE II



ZONE III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ OUZOU	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR:	TITRE:
MR.HADDADOU MANSOUR	FERRAILLAGE DES VOIES
MR MOUMOU RACHID	LONGITUDINAL
DIREGE PAR:	
Mme IDRESS	
PROMOTION 2013-2014	PLANCHE N°8



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

PLAN D'ETAGE COURANT

Proposé par :	2014
---------------	------

Dessiné par :	Mr. MOUMOU RACHID Mr. HADDADOU MANSOUR	Plan 1/1
---------------	---	----------

Dirigé par :	Mme. IDRES	Echelle :
--------------	------------	-----------