

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Construction civil et industrielle (C.C.I).

Thème :

***Etude d'un bâtiment (R+9) à usage
d'habitation a contreventement mixte
(portique et voiles) avec application du
ROBOT-Bat 2010***

Dirigé par :

M^{me}: ALKAMA

Présenté par :

M^{elle}: MOKHTARI SONIA

M^{elle}: MASSAD HASSINA

Promotion 2014/2015

Remerciements

En premier lieu, Dieu tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience afin de mûrir à bien ce modeste travail.

*Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promotrice **M^{me} ALKAMA** pour ses orientations et précieuses conseils tout le long de notre travail.*

Nous tenons également à remercier tous les enseignants qui ont participé à notre formation et ce depuis le tronc commun jusqu'à la dernière année de graduation ainsi que tous les personnels du département du Génie Civil.

Enfin, nous remercions les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre modeste travail et qui nous feront honneur de juger et d'enrichir notre travail par leurs propositions.

Dédicaces



Je dédie se modeste travail à :

- ✓ *À mes chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour moi, MERCI INFINIMENT.*
- ✓ *À mes frères hacene , zian.*
- ✓ *À toute la famille messad.*
- ✓ *À tous mes amis (es) et proches*
- ✓ *À ma binôme sonia.*
- ✓ *À toute la promotion CCI 2014/2015.*
- ✓ *À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Hassina

Dédicaces



Je dédie se modeste travail à :

- ✓ *À mes chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour moi, MERCI INFINIMENT.*
- ✓ *À mes frères riadh et rafik.*
- ✓ *À ma sœur hayat.*
- ✓ *À toute la famille MOKHTARI.*
- ✓ *À tous mes amis (es) et proches.*
- ✓ *À ma binôme hassina.*
- ✓ *À toute la promotion CCI 2014/2015.*
- ✓ *À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Sonia

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvragepage 1.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....page 9.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-1 : Acrotère.....page 21.

III-2 : Plancher.....page 28.

III-3 : Escaliers.....page 48.

III-4 : Poutre palière.....page 60.

III-5 : Salle machine.....Page 68.

III-6: Balcon.....page 77.

Chapitre IV : Etude du contreventement.....page 82.

Chapitre V : Modélisation et vérification des exigences RPApage 99.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.

VI-1 : Les poutres.....page 118.

VI-2 : Les poteaux.....page 126.

VI-3 : Les voiles.....page 137.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....page 151.

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

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

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

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

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

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

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+9 à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ROBOT-BAT.

I. Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I-1) Introduction :

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

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

I-1-1) Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui nous a été confié consiste à étudier les différents éléments d'un bâtiment à usage d'habitation, composé de 10 niveaux (un rez-de-chaussée + 9 étages)

Cet ouvrage sera implanté à TIZI OUZOU, classé selon le RPA 99 version 2003, comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I-1-2) CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

- ❖ longueur total du bâtiment : $L = 26,4$ m
- ❖ largeur total du bâtiment : $l = 19$ m
- ❖ hauteur total du bâtiment : $H = 30,6$ m
- ❖ hauteur de l'étage courant : $h_e = 3,06$ m
- ❖ hauteur de R.D.C : $h_R = 3,06$ m

I-1-3) Les éléments de l'ouvrage :

A) Ossature :

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types de contreventement :

- **Contreventement par portique** : c'est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales, et au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.
- **Contreventement par voile** : composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales (au plus 20%) et les transmettre aux fondations.

B) Les planchers : Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils assurent deux fonctions :

- **La résistance mécanique** : ils supportent leurs poids propre et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.

- **L'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

- Les planchers de notre bâtiment seront réalisés avec des poutrelles préfabriquées (béton armé) et des hourdis supportant une dalle de compression de faible épaisseur.
- Le plancher terrasse est inaccessible avec un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 1,5 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

C) Maçonnerie :

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

D) **Escaliers** : l'ouvrage est muni d'une seule cage d'escalier. Le coulage de l'escalier s'effectuera sur place.

E) **Cage d'ascenseur** : la tour comporte un ascenseur, sa cage sera réalisée en voile en béton arme.

F) **Les balcons** : le bâtiment comporte des balcons en corps creux et en dalle pleine.

G) **Revêtements** : Ils seront en :

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

Coffrage : on utilisera un coffrage en bois pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles.

L'acrotère : elle sera réalisée en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse.

I-1-4) ETUDE DU SOL :

Le choix de type de fondation repose essentiellement sur une étude préalable et détaille sur le sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.
La contrainte admissible est de 2 bars.

I-2) CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003 ainsi que les règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

I-2-1) Le béton :

A) Définition :

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment qui présente une bonne résistance à la compression qu'à la traction.

B) dosage du béton :

Le béton sera fabriqué selon la composition suivant :

- 350 Kg/m³ de CPJ325 ;
- 400 l de sable propre;
- 800 l de gravier ;
- 175 l d'eau.

➤ Résistance caractéristique du béton :

❖ Résistance à la compression :

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm (Aire de 200 cm²).

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} , Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à Partir de f_{c28} , par :

(Art A.2.1, 11/ BAEL 91 modifie 99)

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

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

Dans notre calcul on la prend égale à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

❖ Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa,} \quad (\text{Art 2.1, 12 BAEL 91 modifie 99})$$

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

❖ Module de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young Instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte *Artificiellement* les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané.

$$E_{ij} \approx 3 E_{vj}$$

❖ Module de déformation instantanée : [BAEL 91 modifie 99 /Art.2.1 21]

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ j} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

❖ **Module de déformation différée :** [BAEL 91 modifie 99/ ArtA.2.1 22]

Pour les charges de longue durée, le module de déformation différée est donné par :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{- pour } j=28 \text{ jours} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$$

❖ **Module de déformation transversal :** [BAEL 91 modifie 99 / Art A.2.1, 3]

Le module de déformation transversale est donné par :

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

Avec :

- * ν : Coefficient de poisson
- * E : module de Young (module d'élasticité)

➤ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale dont les valeurs sont données par [Art A.2.1, 3 / BAEL 91 modifie 99]

- 0** pour des sollicitations à ELU
- 0,2** pour le calcul des déformations à ELS

I-3) Les états limitent:

On distingue deux types d'états limites à savoir :

- ELS : état limite de service ;
- ELU : état limite ultime.

I-3-1) Le béton :

A) Calcul du béton à l'ELS :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. Donc on va adopter la loi de Hook de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS.

Pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0.2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligé [Art A.4.5, 1/BAEL 91 modifiée 99]. On général on adopte une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ($E_a = 200000 \text{ Mpa}$; $E_b \approx 13333 \text{ Mpa}$)

B) La contrainte dans le béton à l'ELS :

D'après [Art 4.5, 2/ BAEL91 modifiées 99] cette contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$$

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

À j=28 jours, dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow : \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$

La figure ci-après nous donne le comportement du béton à l'ELS;

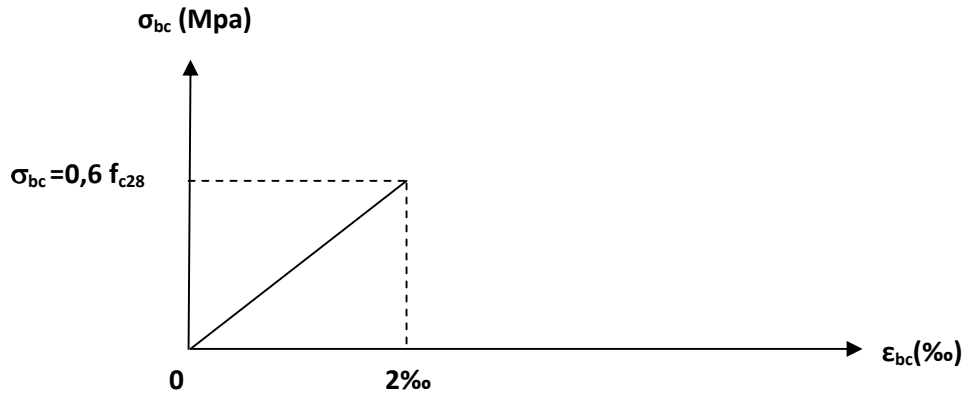


Fig. I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

c) Calcul du béton à l'ELU :

Cet état limite correspond à la perte d'équilibre statique, l'instabilité de forme et à la perte de résistance (rupture), ce qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

Le comportement du béton à l'ELU est donné par la courbe parabole-rectangle représentée sur le diagramme ci-après :

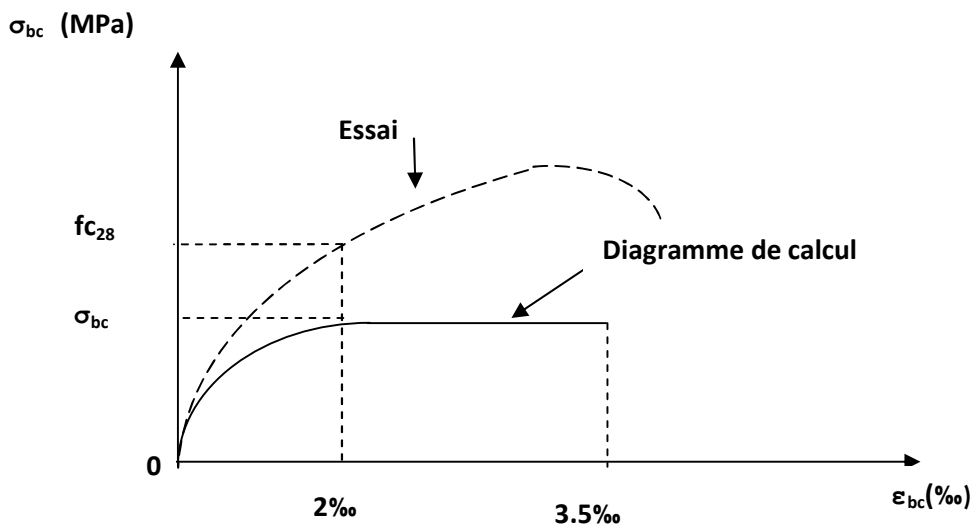


Fig. I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad [\text{Art A.4.3,41/BAEL 91}]$$

Avec γ_b : coefficient de sécurité ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{situation courante ;} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{situation accidentelle ;} \end{array} \right.$$

Dans notre cas $\gamma_b = 1,5$

θ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \dots \dots \dots \text{si } t > 24\text{h ;} \\ \theta = 0,9 \dots \dots \dots \text{si } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h ;} \\ \theta = 0,85 \dots \dots \dots \text{si } t < 1\text{h ;} \end{array} \right.$$

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

Dans notre cas, l'application de la combinaison est durable, donc on va prendre $\theta = 1$.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

I-3-2) Les aciers:

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

❶ Les aciers doux, ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235MPa. Ce sont des ronds lisses, qui sont rarement utilisés en raison de leur très grande déformation à la rupture (allongement de 22%).

❷ 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%.

❸ 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%.

❹ Les aciers à haute adhérence fortement écrouis, utilisés pour fabriquer le treillis soudés. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%.

Les quatre 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.

A) Calcul des aciers à l'ELS :

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité. On adopte une valeur du module de Young forfaitaire $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

Il est indispensable de limiter l'ouverture des fissures dans le béton (risque de corrosion des aciers) pour ce faire on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration.

❶ Fissuration peu nuisible : Dans le cas où les aciers sont protégés, aucune limitation n'est nécessaire, [Art.4.5, 32/BAEL91 modifiées 99]

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$$

Avec : $\bar{\sigma}_s$: contrainte limite d'élasticité de l'acier ;
 γ_s : coefficient de sécurité.

❷ Fissuration préjudiciable :

Les éléments sont exposés aux intempéries, dans ce cas, la contrainte doit se limiter comme suit : [A.4.5,33/BAEL91 modifiées 99]

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 2/3 f_e, \text{Max} [0,5 f_e; 110 (\eta f_{tj})^{1/2}] \right\}$$

Avec η coefficient de sécurité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,0 \dots \dots \dots \text{pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{pour les hautes adhérences} \end{array} \right.$$

La contrainte pour les différents aciers est :

Les aciers (HA) : $\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 \times 400 ; \text{Max} [0,5 \times 400 ; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2}] \} = 201,6 \text{ MPa}$

Les aciers doux (RL): $\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 \times 235 ; \text{Max} [0,5 \times 235; 110 (1,0 \times 2,1)^{1/2}] \} = 156,67 \text{ MPa}$

❸ Fissuration très préjudiciable :

Les éléments sont exposés aux milieux agressifs, dans ce cas, la contrainte doit se limiter comme suit : [A.4.5,34/BAEL91 modifiées 99]

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left\{ 2/3 f_e, \text{Max}[0,5 f_e ; 110(\eta f_{tj})^{1/2}] \right\} \quad \text{[I-11]}$$

Les aciers (HA) $\bar{\sigma} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} 400; \text{Max} \left[0,5 \times 400; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2} \right] \right\} = 161,3 \text{ MPa}$

Les aciers doux $\bar{\sigma} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} 235; \text{Max} \left[0,5 \times 235; 110 (1,0 \times 2,1)^{1/2} \right] \right\} = 125,3 \text{ MPa}$

B) Calcul d'aciers à l'ELU :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation de la figure I-3.

[A.4.3, 2 /BAEL91 modifiées 99], où la valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec: γ_s est un coefficient de sécurité partiel qui vaut:

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,0 \dots \dots \text{Situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,5 \dots \dots \text{situation courante} \end{array} \right.$$

Le diagramme ci-après présente le comportement de l'acier à l'ELU

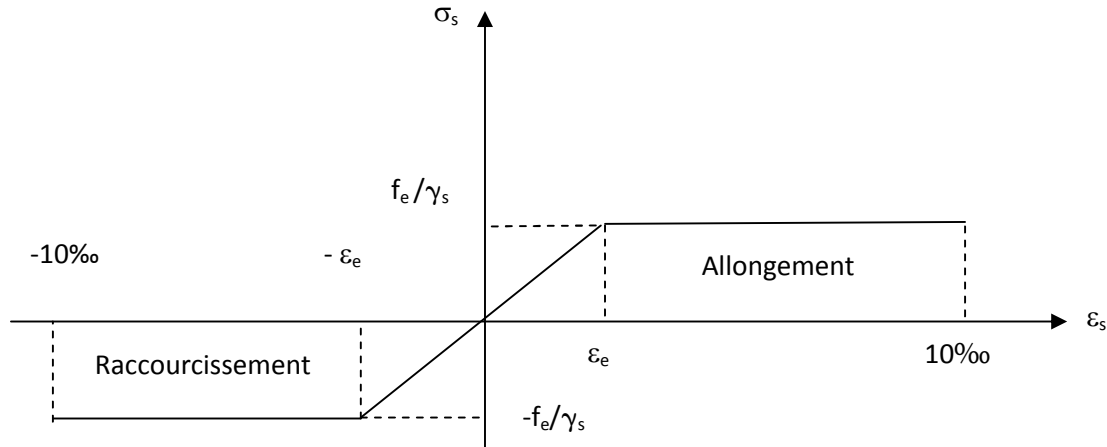


Fig. I-3 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU

I-4) Protection des armatures :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur d'enrobage dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes [Art A.7.1 /BAEL91modifiées 99] :

☞ **C = 5 cm** : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industries chimiques).

☞ **C = 3 cm** : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

☞ **C = 1cm** : pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre **C = 3 cm**.

Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre **C = 2 cm**.

II) Pré dimensionnement des éléments

II-1) Pré dimensionnement des éléments :

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

II-1-1) Les planchers :

Les planchers sont des aires horizontales sur les différents niveaux d'un bâtiment, Ils doivent être conçus de manière à:

- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Dans notre ouvrage les planchers seront en corps creux.

❖ Plancher à corps creux :

Sont constitués de panneaux à corps creux associés et des poutrelles disposées suivant l'axe de la petite portée, son épaisseur est déterminée par la norme suivante :

[BAEL91 modifiées 99/ArtB.6.8.423]

$$h_p \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

h_p : Epaisseur du plancher.

L : portée libre max de la poutre dans le sens des poutrelles

$$L = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$$

- Donc : $h \geq \frac{425}{22,5} = 18,88 \text{ cm}$

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

✓ On optera pour un plancher de (16+4) cm et il sera valable pour tous les planchers.

-l'épaisseur de corps creux : 16 cm

-l'épaisseur de la dalle de compression: 4 cm

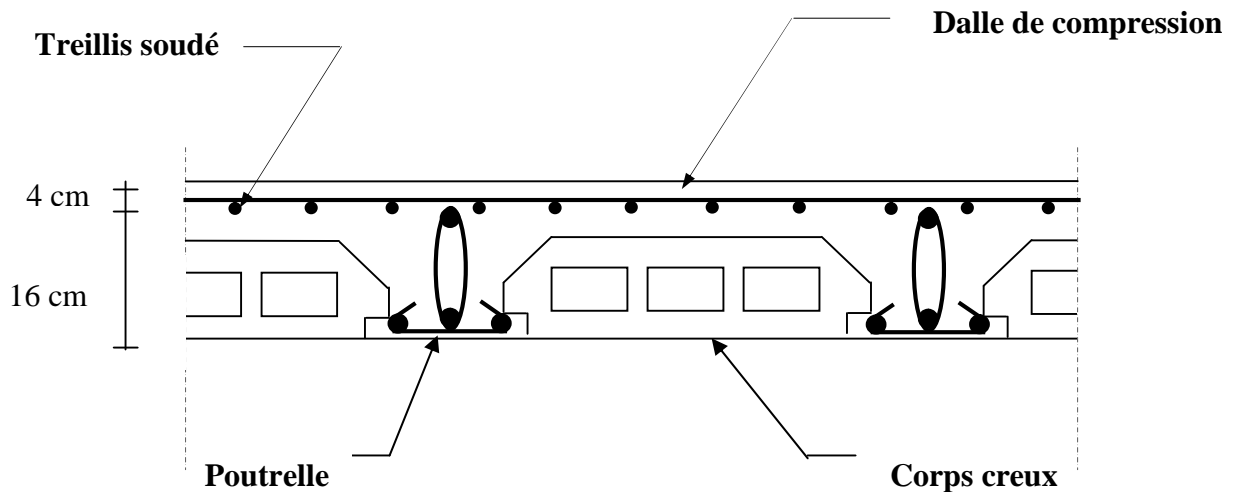


Fig.II-1 : Schématisation du plancher en corps creux

II-1-2) Poutres :

D'après le RPA 99 (modifié 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

1. Largeur : $b \geq 20$ cm
2. Hauteur : $h \geq 30$ cm
3. Rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$
4. $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$.

Avec : h : hauteur de la poutre ;
 b : largeur de la poutre ;
 b_1 : largeur de poteau.

A) Les Poutres principales :

Hauteur de la poutre : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : h_t : hauteur totale de la poutre ;

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

Dans notre cas : $L = 500 - 25 = 475$ cm

Donc :

$$\frac{475}{15} \leq h_t \leq \frac{475}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 31,66 \leq h_t \leq 47,5 \quad (\text{cm}).$$

Soit $h_t = 45$ cm

Largeur de la poutre: $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

Donc : $0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \Leftrightarrow 18 \leq b \leq 31.5$ (cm)

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

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

B) Les poutres secondaires :

Ce sont des non porteurs parallèles aux poutrelles.

Hauteur de la poutre : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec $L = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$

$$\frac{425}{15} \leq h_t \leq \frac{425}{10} \quad \Longrightarrow \quad 28,33 \leq h_t \leq 42,5 \text{ (cm)}$$

On prend $h_t = 40 \text{ cm}$

Largeur de la poutre : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \quad \Longrightarrow \quad 16 \leq b \leq 28 \text{ (cm)}$$

Soit $b = 30 \text{ cm}$

Donc la section de la poutre secondaire est : $b \times h_t = 30 \times 40 \text{ (cm}^2\text{)}$

➤ Vérification des conditions :

* Pour les poutres principales :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$vérifiée ;
- $h_t = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$vérifiée ;
- $h_t/b = 1.5 \leq 4$vérifiée.

* Pour les poutres secondaires :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$vérifiée ;
- $h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$vérifiée ;
- $h_t/b = 1.33 \leq 4$vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : $30 \times 45 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Poutres secondaires : 30 x 40 (cm²).

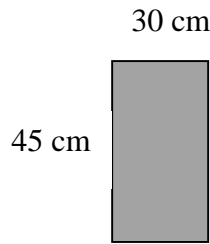


Fig.II-2 : Poutre principale

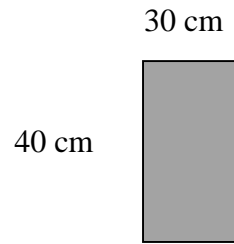


Fig.II-3 : poutre secondaire

II-1-3) Les voiles :

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

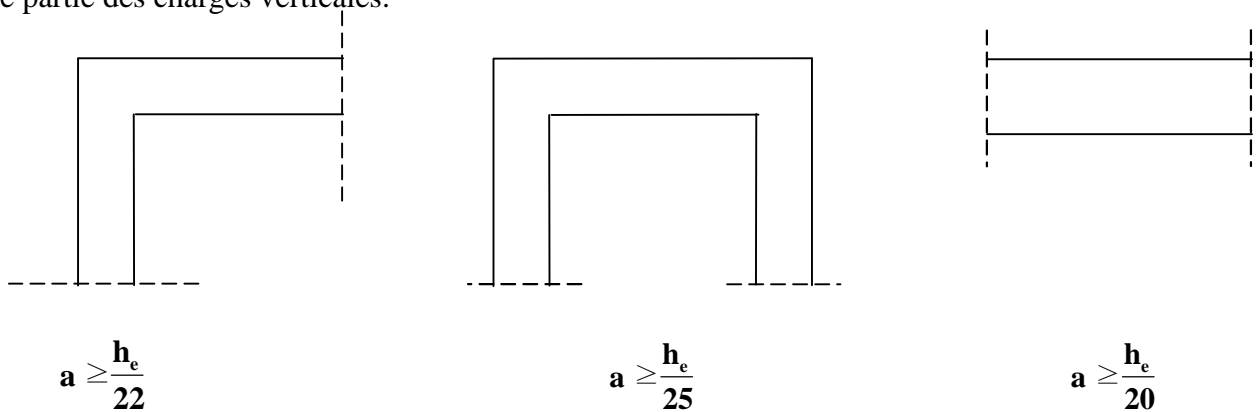


Figure II-4 : Coupes des différents voiles.

Le Pré dimensionnement se fera conformément à (RPA 99 version 2003) :

- ❖ **L'épaisseur (a) :** elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et de la condition de rigidité aux extrémités.

RDC et l'étage courant:

$$h_e = 306 - 25 = 281 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{281}{20} = 14.05 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{281}{22} = 12.77 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{281}{25} = 11.24 \text{ cm.}$$

On prend l'épaisseur de voile **a = 20 cm**

❖ **Vérification des exigences du RPA :**

➤ Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante:

$$L_{\min} \geq 4a \quad \text{où } L_{\min} : \text{portée minimale des voiles.}$$

$$L_{\min} = 1 \text{ m} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

➤ L'ouvrage sera implanté à TIZI OUZOU, zone de moyenne sismicité (IIa). L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$a = 20 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm}$$

II-1-4) Les poteaux :

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

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

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

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

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

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

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

II-2) Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :**II-2-1) charges permanentes :**

Plancher terrasse inaccessible :

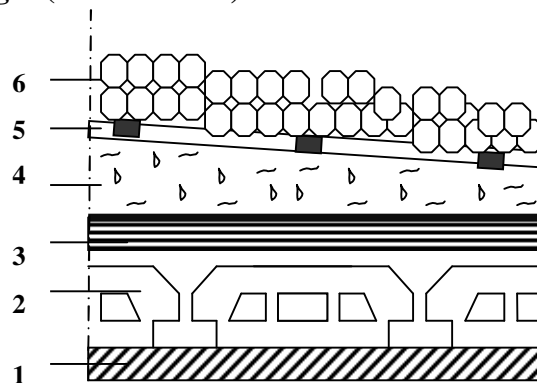


Figure II-5 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible

Tableau 1 : Charges permanentes de la terrasse inaccessible.

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Enduit de plâtre	2	0,2
2. Dalle en corps creux 16+4	16+4	2,8
3. Isolation thermique	4	0,16
4. formes de pont	6	1,32
5. étanchéités multi couche	2	0,12
6. gravions	5	0,85
		G = 5,45

Plancher étage courant :

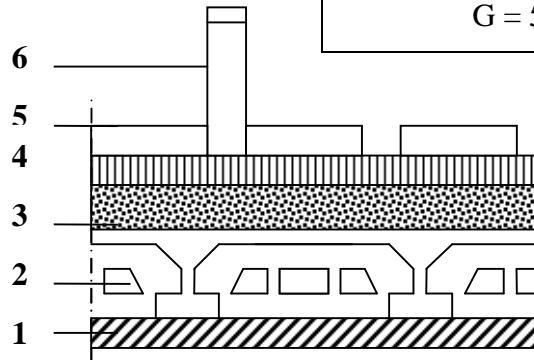


Figure II-6 : Coupe verticale du plancher

Tableau 2 : Charges permanentes de l'étage courant.

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Enduit de plâtre	2	0,2
2. Plancher en corps creux	16+4	2,8
3. Lit de sable	3	0,54
4. Mortier de pose	2	0,4
5. Carrelage	2	0,44
6. cloison	10	0,9
		G = 5,28

Mur extérieur :

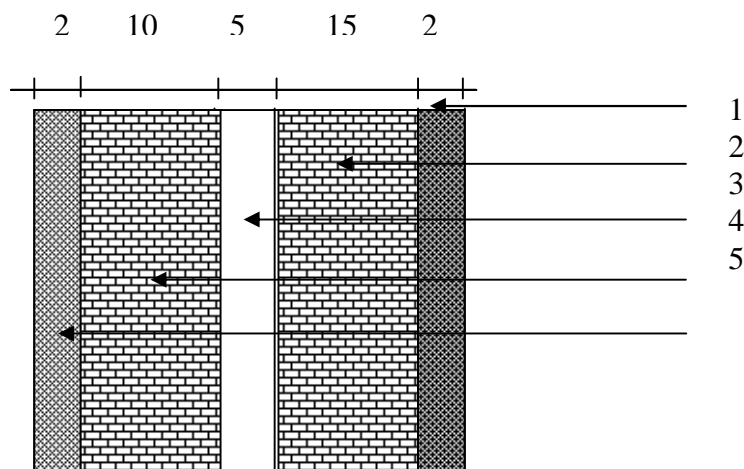


fig.II-7 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau 3 : Charges permanentes des murs extérieurs.

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. enduit du ciment	2	0,36
2. brique creuse	15	1,30
3. lame d'air	5	/
4. brique creuse	10	0,90
5. enduit de plâtre	2	0,20
		G = 2,76

Murs intérieurs :

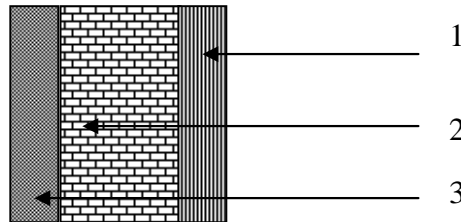


Fig.II-8 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau 4 : Charges permanentes des murs intérieurs.

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Enduit de plâtre	2	0,20
2. Brique creuse	10	0,90
3. Enduit de plâtre	2	0,20
		G = 1,30

II-2-2) charges d'exploitation: (Tableau 5)

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

Elément	Surcharge (KN/m ²)
- Acrotère	1
- Plancher d'étage courant	1,5
- Plancher terrasse inaccessible	1
- Escalier	2.5
- Balcons	3.5

II-2-3) Descente de charge :

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

II-2-3-1) Calcul de la surface revenant au poteau (C2) :

❖ **Section nette :**

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 1,55 \times 2,07 = 3,20 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,55 \times 2,07 = 3,20 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,55 \times 2,37 = 3,67 \text{ m}^2$$

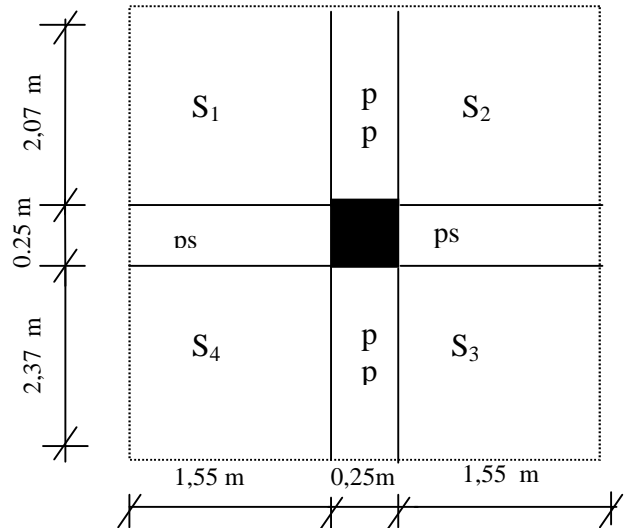
$$S_4 = 1,55 \times 2,37 = 3,67 \text{ m}^2$$

$$S_n = 13,76 \text{ m}^2$$

❖ **Section brute :**

$$S_b = (2,07 + 0,25 + 2,37) \times (1,55 + 0,25 + 1,55)$$

$$S_b = 15,71 \text{ m}^2$$

**II-2-3-2) Calcul du poids propre des éléments :****A) Calcul du poids propre des poutres :**❖ **Poutres principales**

$$G_{PP} = S_{PP} \times \rho$$

ρ : Le poids volumique du béton égale à 25 KN /m³

$$G_{PP} = (0,3 \times 0,45) \times (2,07 + 2,37) \times 25 = 14,98 \text{ KN}$$

❖ **Poutres secondaires** :

$$G_{PS} = S_{PS} \times \rho$$

$$G_{PS} = (0,3 \times 0,40) \times (1,55 + 1,55) \times 25 = 9,30 \text{ KN}$$

- **Le poids total:** $G_{\text{tot}} = G_{pp} + G_{ps} = 24,28 \text{ KN}$

B) Calcul du poids des poteaux :

$$\text{❖ RDC :} \quad G_{\text{PRDC}} = (0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ KN}$$

$$\text{❖ ETAGE COURANT :} \quad G_{\text{p ec}} = (0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ KN}$$

C) Calcul du poids propre des planchers :❖ **Les charges permanentes :**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible :} \quad G_T = G_t \times S_n$$

$$G_T = 5,45 \times 13,76 = 74,99 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant et RDC :} \quad G_{\text{et}} = G_t \times S_n$$

$$G_{\text{et}} = 5,28 \times 13,76 = 72,65 \text{ KN}$$

❖ **Les surcharges d'exploitation :**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible :} \quad Q_T = Q_t \times S_b$$

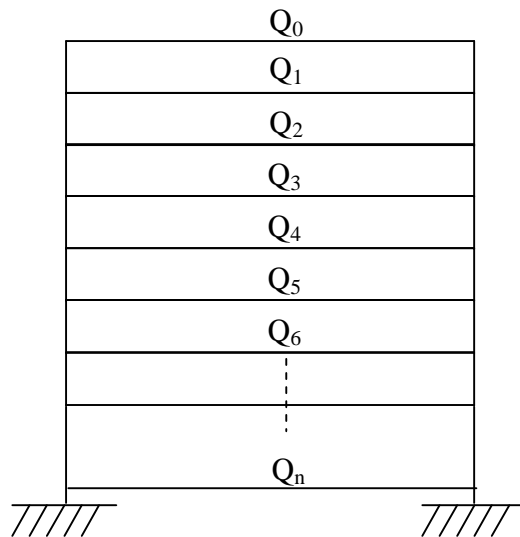
$$Q_T = 1 \times 15,71 = 15,71 \text{ KN}$$

Plancher étage courant, RDC:

$$Q_{et} = Q_t \times S_b$$

$$Q_{et} = 1.5 \times 15,71 = 23,56 \text{ KN}$$

II-3) La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :



$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 1.9 Q$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 2.7 Q$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 3.4 Q$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} Q$$

Pour $n \geq 5$

Coefficients de dégression des surcharges : (Tableau 6)

Niveau	terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	1.9	2.7	3.4	4	4.5	5	5.5	6

Les surcharges cumulées Q_n : (Tableau 7)

	Opérations	Résultats
Terrasse	Q ₀	15,71 KN
Niveau 8	Q ₀ + Q	39,27 KN
Niveau 7	Q ₀ + Q + 0.9 Q = Q ₀ + 1.9Q	60,47 KN
Niveau 6	Q ₀ + 0.9 Q + 0.8 Q = Q ₀ + 2.7Q	79,32 KN
Niveau 5	Q ₀ + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q = Q ₀ + 3.4Q	95,81 KN
Niveau 4	Q ₀ + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q = Q ₀ + 4Q	109,95 KN
Niveau 3	Q ₀ + Q + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q = Q ₀ + 4.5Q	121,73 KN

Niveau 2	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q+0.5Q = Q_0+5Q$	132,80KN
Niveau 1	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q+0.5Q+0.5Q = Q_0+5.5Q$	145,76 KN
RDC	$Q_0+Q+0.9Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q+0.5Q+0.5Q+0.5Q = Q_0+6Q$	155,65 KN

Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau C2 : (Tableau 8)

NI V	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal N=G+Q [KN]</u>	<u>Section du poteau [cm²]</u>	
	Planchers	Poutres	Poteau x	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumulée}		Section trouvée	Section adoptée
9	74,99	24,28	4,78	104,05	104,05	15,71	15,71	119,76	79,84	40x40
8	72,65	24,28	4,78	101,71	205,76	23,56	39,27	245,03	163,35	40x40
7	72,65	24,28	4,78	101,71	307,47	23,56	60,47	370,30	246,86	40x40
6	72,65	24,28	4,78	101,71	409,18	23,56	79,32	495,57	330,38	40x40
5	72,65	24,28	4,78	101,71	510,89	23,56	95,81	620,84	413,89	45x45
4	72,65	24,28	4,78	101,71	612,60	23,56	109,95	746,11	497,40	45x45
3	72,65	24,28	4,78	101,71	714,31	23,56	121,73	871,38	580,92	45x45
2	72,65	24,28	4,78	101,71	816,02	23,56	132,80	996,65	664,43	50x50
1	72,65	24,28	4,78	101,71	917,73	23,56	145,76	1121,92	747,94	50x50
RDC	72,65	24,28	4,78	101,71	1019,44	23,56	155,65	1247,19	831,46	50x50

Les sections des poteaux adoptées sont donc:

Niveaux	Sections (cm ²)
6,7, 8,9	(40 x 40)
3,4, 5	(45 x 45)
RDC, 1, 2	(50 x 50)

Tableau 9 : Sections des poteaux adoptées

II-4) Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
40x40	$Min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$Min(b, h) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} < 40 \text{ cm}.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 \text{ cm} < 4.$	Condition vérifiée
45x45	$Min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$Min(b, h) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} < 35 \text{ cm}.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 \text{ cm} < 4.$	Condition vérifiée
50x50	$Min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$Min(b, h) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm}.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} < 40 \text{ cm}.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{50}{50} = 1 \text{ cm} < 4.$	Condition vérifiée

**Tableau 10: Vérification des sections des poteaux aux
Recommandations de RPA 99(Art 7.4.1)**

II-5) Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés de la structure lorsque ses derniers sont élancés.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \quad \text{Avec :} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

B : section du poteau (b x h) ;

λ : Élanement ;

l_f : Longueur de flambement égale à $(0,7 L_0)$; (poteau encasté- encasté) ;

l_0 : Longueur libre du poteau ;

i : Rayon de giration ;

I : Moment d'inertie.

$$\text{Donc} \quad i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$\implies \quad \lambda = \sqrt{12} \times 0,7 \times \frac{l_0}{h} \leq 50$$

Pour le RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage: $(50 \times 50) \text{ cm}^2$, $l_0 = 2,56 \text{ m} \implies \lambda = 12,41 < 50 \dots \text{Vérfiée}$

Pour le 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage : $(45 \times 45) \text{ cm}^2$, $l_0 = 2,61 \text{ m} \implies \lambda = 14,06 < 50 \dots \text{Vérfiée}$

Pour le 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} étage : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$, $l_0 = 2,66 \text{ m} \implies \lambda = 16,12 < 50 \dots \text{Vérfiée}$

Tous les poteaux sont vérifiés à la condition de non flambement.

✓ **Conclusion :**

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont Convenables.

III) calcul des éléments

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 (BAEL 91 modifiées 99)

III-1) Acrotère:

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort **G** dû à son poids propre et à 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**).

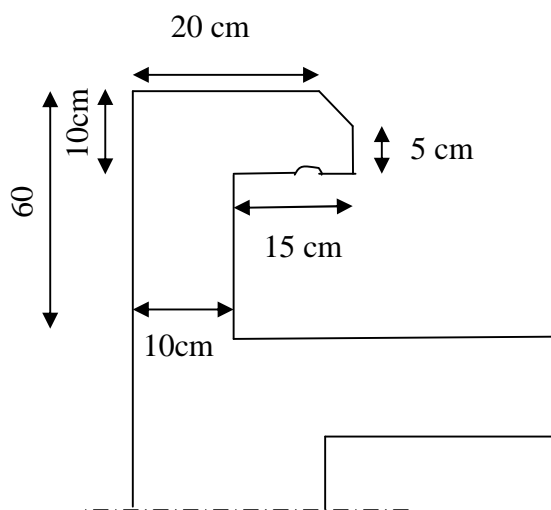


Fig. III-1-1: Coupe transversale de l'acrotère

A) Schémas statiques de calcul:

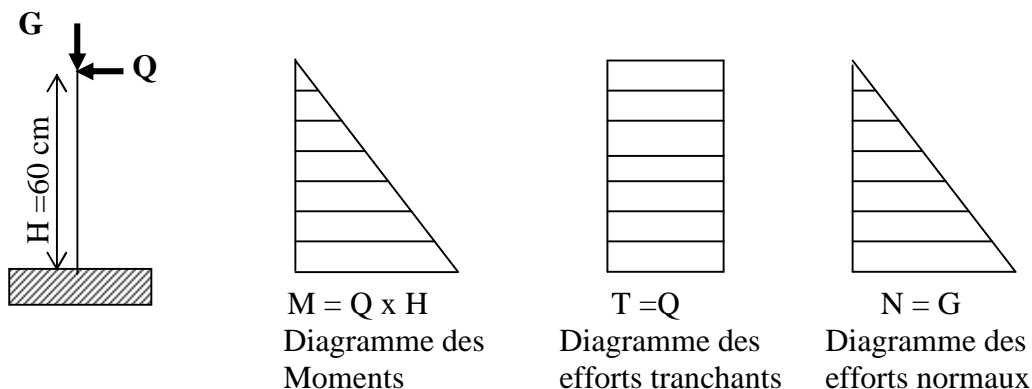


Fig. III-1-2 : schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

B) Calcul des sollicitations:

- Effort normal dû au poids propre à la section d'encastrement:

$$G = \rho x S = 25x [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.05 \times \frac{0.05}{2}) + (0.15 \times 0.05)] = 1.843 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.843 \text{ KN/ml}$$

- Effort horizontal dû à la main courante: **Q=1 KN/ml.**
- Moment de renversement **M** dû à l'effort horizontal à la section d'encastrement :

$$M_Q = Q \times H \times 1 \text{ m} = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant : **T = Q x 1 ml = 1 KN**
- Effort normal : **N = G x 1 ml = 1.843 KN**

C) Combinaison de charges :

- A l'ELU, la combinaison de charges est: $1,35 G + 1,50 Q$

-Effort normal de compression dû à G : **N_u = 1,35 G = 1,35 x 1.843 = 2.488 KN/ml.**

-Moment de renversement dû à Q : **M_u = 1,50 M_Q = 1,5 x 0,6 = 0.9 KN.m**

- A l'ELS, la combinaison de charges est: $G + Q$

- Effort normal de compression : **N_s = G = 1.843 KN/ml**

-Moment de renversement : **M_s = M_Q = 0.6 KN.m**

D) Ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée (un effort de compression N et un moment fléchissons M).

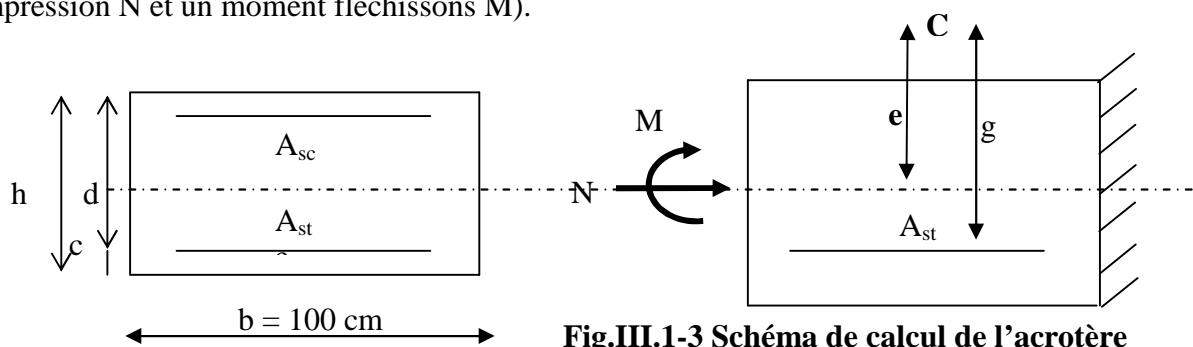


Fig.III.1-3 Schéma de calcul de l'acrotère

$$b=100\text{cm}; c=3\text{cm}; h=10\text{cm}; d=8\text{cm}; F_e=400\text{MPa}; \gamma_s=1,15; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

E) Calcul de l'excentricité:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.488} = 0.361 \text{ m} = 36.1 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03\text{m} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

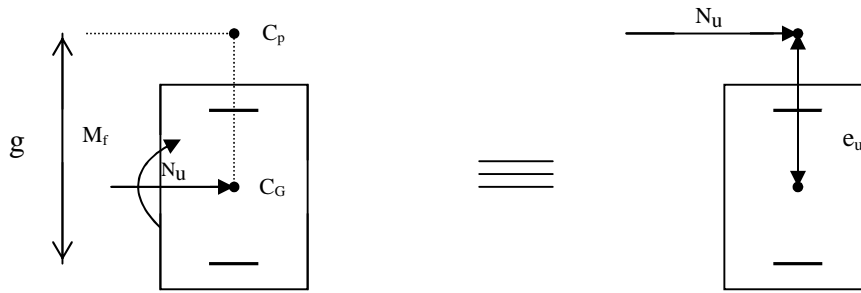


Figure III-1-4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée

Le centre de pression « c_p » se trouve à l'extérieur de la section limitée et l'effort normal (N) est un effort de compression \Rightarrow Section partiellement comprimée. Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis on se ramène à la flexion composée.

F) Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

✓ Moment fictif :

$M_f = N_u \cdot g$ Avec : g distance entre « c_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.361 + \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.391\text{m}.$$

D'où : $M_f = 2.488 \times 0.391 = 0.972\text{KN.m}$.

✓ Armatures fictives :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.972 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2\text{MPa}.$$

$$\mu_b = 0.010 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armé S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.010 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.972 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35\text{cm}^2.$$

✓ Armatures réelles:

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}.$$

$$A_u = 0.35 - \frac{2.488 \times 10}{348} = 0,28 \text{ cm}^2$$

G) Vérifications à l'ELU:

La vérification de la condition de non fragilité du béton [Art .A.4.2.1/BAEL91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28} \times e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \quad \text{avec } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.843} = 0.3256 \text{ m} = 32.56 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{32.56 - 0.455 \times 8}{32.56 - 0.185 \times 8} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 0,28 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

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

On adoptera pour une section d'acier de **5HA8 /ml** = 2.515 cm², espacés de 20 cm

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2,515}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$$

⇒ Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$ avec un espacement : $S_r = 25 \text{ cm}$.

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

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPA} \right\} \quad \text{avec } \tau_u \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPA} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPA} \right\} = 2,5 \text{ MPA} .$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ; V_u : \text{effort tranchant} : V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}.$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 80} = 0.019 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.019 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} . \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence)

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

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

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{cm}.$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.21 \text{MPa}$$

$\tau_{se} = 0.21 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Vérification de l'ancrage des barres :**

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

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa}$.

$$\text{D'où : } L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{mm} = 28.17 \text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } L_s = 30 \text{cm}.$$

$$L_a = 0.4 L_{se} = 0.4 \times 30 = 12 \text{cm}$$

On prend : $L_a = 12 \text{cm}$

H) Vérification à L'E L S :

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

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

- ❖ **Vérification des contraintes dans l'acier** : l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable

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

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \longrightarrow \beta_1 = 0.920$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les Barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$= \min \{ 266.67 ; \max(200 ; 201.63) \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 200 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Vérification des contraintes dans le béton** :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = 0.251 \implies \beta_1 = 0.920 \implies K = 47.5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{40.56}{47.5} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

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

- ❖ **Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA99)**

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

$$F_p = 4.A.C_p.W_p < Q \text{ avec } Q \text{ charge d'exploitation}$$

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : $A = 0.15$ (Zone IIa, groupe d'usage2).

C_p : facteur des forces horizontales , $C_p = 0.8$.

W_p : poids de l'acrotère, $W_p = 1.843 \text{ KN/ml}$.

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.843 = 0.885 \text{ KN / ml} < Q = 1 \text{ KN / ml}.$$

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

Conclusion : dans notre cas l'acrotère est ferrillé par :

- Armatures principales $A = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$, esp = 20 cm
- Armatures de répartition $A_r = 2 \times 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$, esp = 25 cm.

III-2) Calcul des planchers :**III-2-1) Introduction :**

Nous avons adopté comme plancher pour notre bâtiment un plancher en corps creux d'épaisseur (16+4) cm.

Ils sont constitués de :

1. Nervures appelées poutrelles de section en té espacées de 65 cm. sont préfabriquées sur les chantiers et disposées dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.
2. Le Corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique sa hauteur est 16 cm.
3. Une dalle de compression en béton de 04 cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but de:
 - ✓ Limiter les risques de fissuration par retrait
 - ✓ Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - ✓ Réaliser un effet de réparation entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges.

Plancher en corps creux :**III-2-2) Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91 (art B.6.8.423).

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

20 cm pour les barres \perp aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

A) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2 / mL$ avec un espacement de 15 cm

B) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 15 cm.

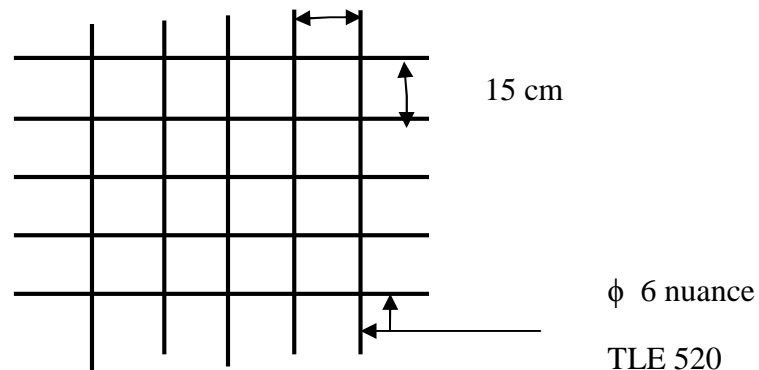


Fig. III-2-1 : Treillis soudés de 15 x15

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la nuance **TLE 520** de dimensions **(5x5x150x150)**.

III-2-3) Calcul de la poutrelle :

Le ferrailage des poutrelles se fera en deux étapes :

1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression.

2^{ème} étape : après le coulage de la dalle de compression.

A) Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

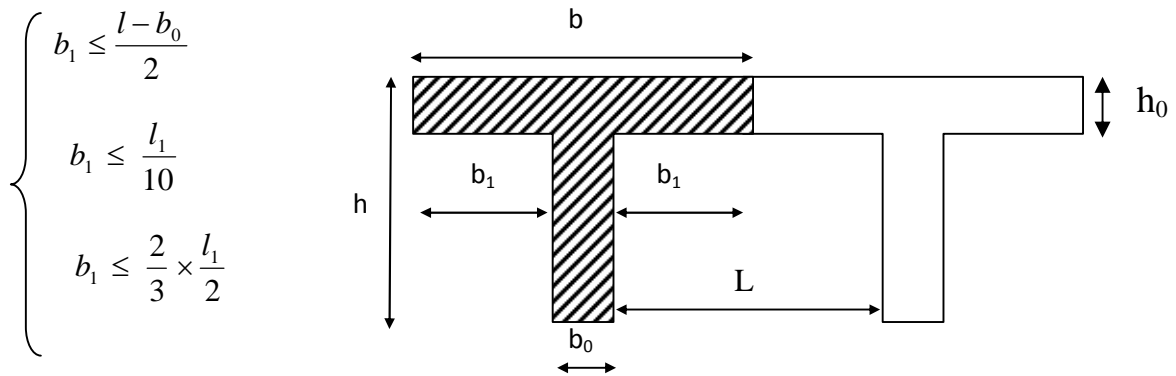
A-1) Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée des panneaux.

A-2) Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles **BAEL91** préconise que la largeur b_l de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :



Avec : L : distance entre axe des poutrelles ;

l_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 4.5$ m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm) ;

B) Calcul de la poutrelle :

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due au personnel sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso statiquement.

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes

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

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités .elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à :

$0.95 \text{ KN} / \text{m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN} / \text{ml}$

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN} / \text{ml}$

Avec : $l = 65\text{cm}$; largeur de l'hourdis

$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$

Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

B-1) Calcul à L'ELU :

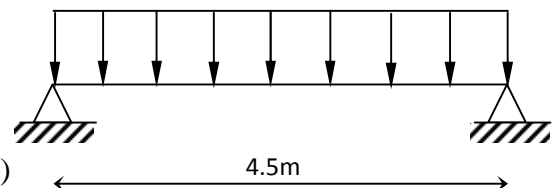
❖ Combinaison de charges :

Ferrailage à L'ELU fissuration non préjudiciable :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (longue)

On a $L = 4.5$ m

$q_u = 1.35G + 1.5Q$



$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.5)^2}{8} = 6.32 \text{ KN.ml}$$

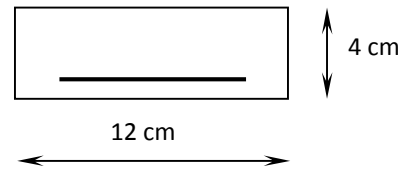
❖ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.5}{2} = 5.62 \text{ KN}$$

❖ **Calcul de la section d'armature :**

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

La hauteur : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$



$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.32 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 9.27 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

✓ **Conclusion :**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle ($12 \times 4 \text{ cm}^2$) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour que la poutrelle supporte les charges avant le durcissement de la table de compression. De manière à ce que les armatures comprimées ($A_{sc} = 0$) ne soient pas nécessaires.

Après le coulage de la table de compression, les poutrelles supportant les planchers (G, Q) à charges d'exploitations modérées.

2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple. La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles (combinaison des charges et surcharges).

B-2) Largeur efficace de la table de compression :

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur. La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque coté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \frac{L - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = 150 \text{ cm}$$

On prend : $b = \min(b_1) = 26.5 \text{ cm}$

B-3) Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire ;
- ✓ Méthode de Caquot ;
- ✓ Méthode des trois moments ;

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 .

$$Q = 1.5 (\text{habitation}) \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} = 10.56 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \Rightarrow la condition est vérifiée.

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25** :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{2}{3.35} = 0.59 ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.35}{3.35} = 1; \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{3.35}{2} = 1.67; \quad \frac{L_4}{L_5} = \frac{2}{4.5} = 0.44$$

—————> Condition non vérifiée.

Donc dans notre cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par La méthode des trois moments.

III-2-4) Méthode des trois moments :

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi **n** poutres isostatiques simplement appuyées, les encastresments aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques de longueur $L=0$.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

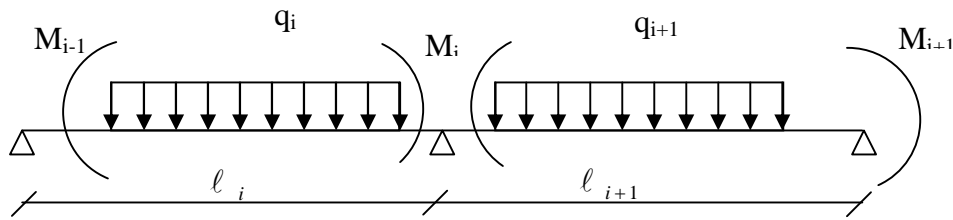


Fig III-2-2): Diagramme des moments

A) Moments aux appuis :

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -\left(\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}\right)$$

B) Moments en travée :

$$M(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

✓ Remarque

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- ❖ Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- ❖ Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

C) Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$T_u(x) = \frac{q_u l_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Combinaison de charge :

A L'ELU : $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0,65 = (1.35 \times 3.432) + (1.5 \times 0.98) = 6.1 \text{ KN/ml}$.

A L'ELS : $q_s = G + Q = 3.432 + 0.98 = 4.41 \text{ KN/ml}$.

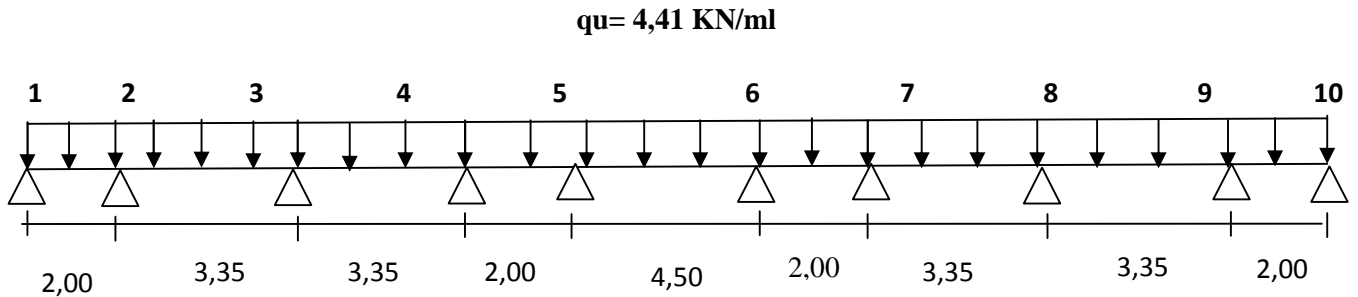
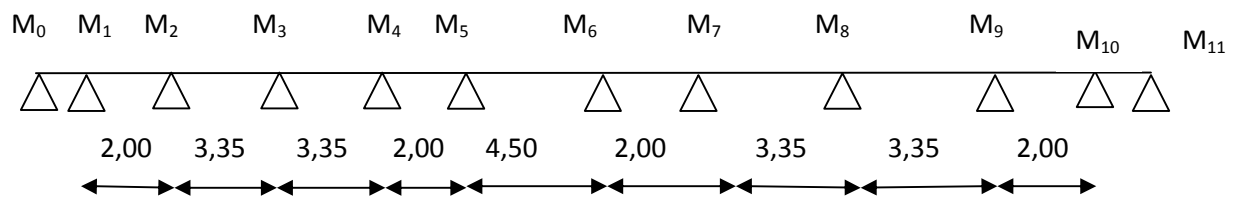


Fig III-2-3): Diagramme des charges sur les poutrelles

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

Par symétrie nous avons : $M_1 = M_{10}$; $M_2 = M_9$; $M_3 = M_8$; $M_4 = M_7$; $M_5 = M_6$



- Pour $i=1 \dots \dots \dots 4 M_1 + 2 M_2 = -12.18 \dots \dots \dots (1)$.
- Pour $i=2 \dots \dots \dots 2 M_1 + 10.8 M_2 + 3.35 M_3 = -72.02 \dots \dots \dots (2)$
- Pour $i=3 \dots \dots \dots 3.35 M_2 + 13.6 M_3 + 3.35 M_4 = -119.68 \dots \dots \dots (3)$
- Pour $i=4 \dots \dots \dots 3.35 M_3 + 10.8 M_4 + 2 M_5 = -72.02 \dots \dots \dots (4)$
- Pour $i=5 \dots \dots \dots 2 M_4 + 12.8 M_5 + 4.5 M_6 = -141.87 \dots \dots \dots (5)$
- Pour $i=6 \dots \dots \dots 4.5 M_5 + 12.8 M_6 + 2 M_7 = -141.87 \dots \dots \dots (6)$
- Pour $i=7 \dots \dots \dots 2 M_6 + 10.8 M_7 + 3.35 M_8 = -72.02 \dots \dots \dots (7)$
- Pour $i=8 \dots \dots \dots 3.35 M_7 + 13.6 M_8 + 3.35 M_9 = -119.68 \dots \dots \dots (8)$
- Pour $i=9 \dots \dots \dots 3.35 M_8 + 10.8 M_9 + 2 M_{10} = -72.02 \dots \dots \dots (9)$
- Pour $i=10 \dots \dots \dots 2 M_9 + 4 M_{10} = -12.18 \dots \dots \dots (10)$

La résolution du système nous donne :

$M_1 = -0.89 \text{ KN.ml}$	$M_2 = -4.31 \text{ KN.ml}$	$M_3 = -6.97 \text{ KN.ml}$	
$M_4 = -3.01 \text{ KN.ml}$	$M_5 = -7.91 \text{ KN.ml}$	$M_6 = -7.91 \text{ KN.ml}$	$M_7 = -3.01 \text{ KN.ml}$
$M_8 = -6.97 \text{ KN.ml}$	$M_9 = -4.31 \text{ KN.ml}$	$M_{10} = -0.89 \text{ KN.ml}$	

➤ **Calcul des moments en travée:**

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

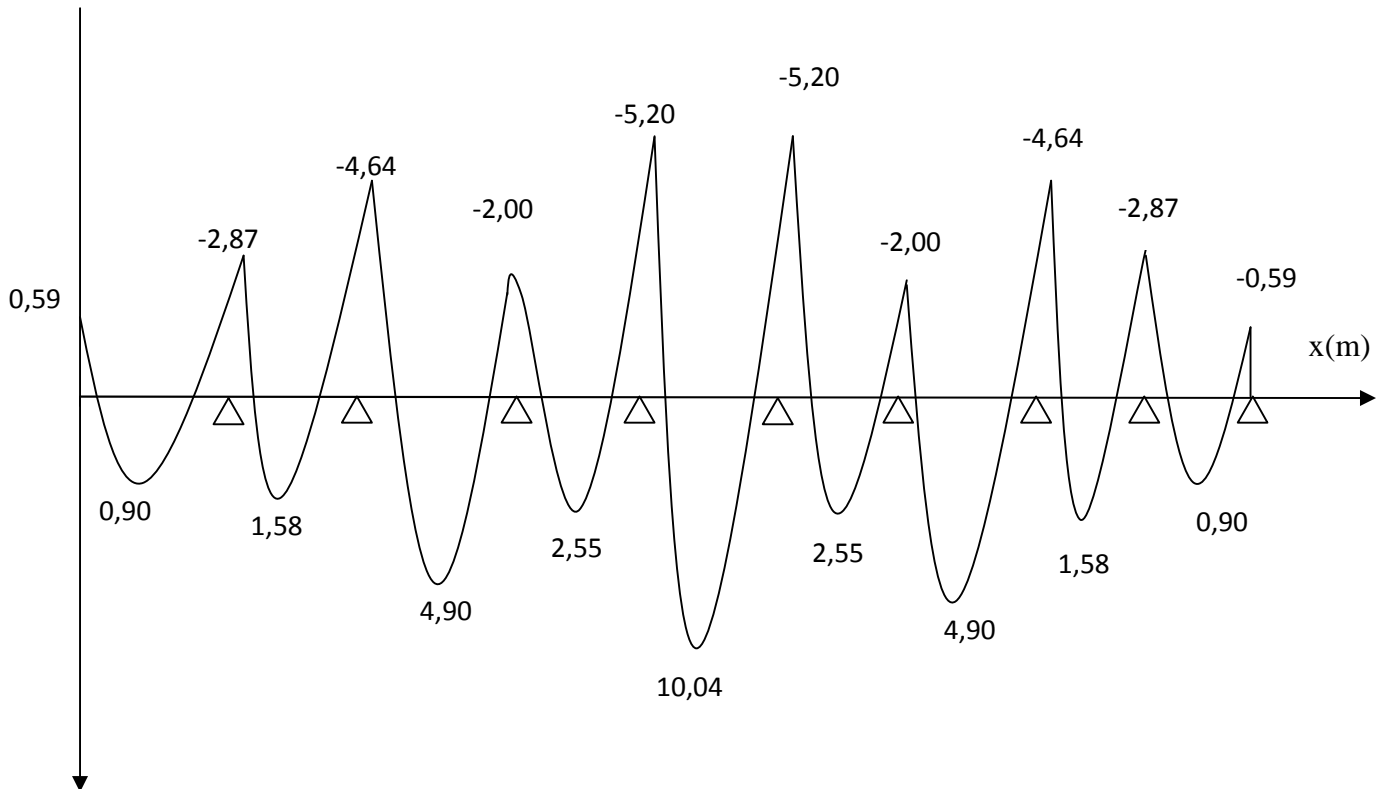
$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Travée	Longueur (m)	Abscisse X	Valeur de M_{\max} (kn.m)
A-B	2	0.72	0.68
B-C	3.35	1.54	2.96
C-D	3.35	1.86	3.68
D-E	2	0.59	1.91
E-F	4.5	2.25	7.53
F-G	2	1.4	1.91
G-H	3,50	1.48	3.68
H-I	3.35	1.80	2.96
I-J	2	1.28	0.68

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- ❖ Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- ❖ Diminution de 1/3 pour le moment aux appuis.

En appui	En appui	En travée	En travée
$M_1 = -0,59$ KN.m	$M_6 = -5,20$ KN.m	$M_{1-2} = 0,90$ KN.m	$M_{6-7} = 2,55$ KN.m
$M_2 = -2,87$ KN.m	$M_7 = -2,00$ KN.m	$M_{2-3} = 1,58$ KN.m	$M_{7-8} = 4,90$ KN.m
$M_3 = -4,64$ KN.m	$M_8 = -4,64$ KN.m	$M_{3-4} = 4,90$ KN.m	$M_{8-9} = 1,58$ KN.m
$M_4 = -2,00$ KN.m	$M_9 = -2,87$ KN.m	$M_{4-5} = 2,55$ KN.m	$M_{9-10} = 0,9$ KN.m
$M_5 = -5,20$ KN.m	$M_{10} = -0,59$ KN.m	$M_{5-6} = 10,04$ KN.m	



M (KN.m) Fig III-2-4): Diagramme des moments à L'ELU

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$T_u(x) = \frac{q_u \ell_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}$$

Au niveau d'un appui « i », $V(x) = \frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Au niveau d'un appui « i+1 », $V(x) = -\frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Travée (1,2) : $\begin{cases} T_w = 4.39 \text{ KN} \\ T_e = -7.81 \text{ KN} \end{cases}$	Travée (4,5) : $\begin{cases} T_w = 3.65 \text{ KN} \\ T_e = -8.55 \text{ KN} \end{cases}$	Travée (7,8) : $\begin{cases} T_w = 9.03 \text{ KN} \\ T_e = -11.39 \text{ KN} \end{cases}$
Travée (2,3) : $\begin{cases} T_w = 9.42 \text{ KN} \\ T_e = -11.01 \text{ KN} \end{cases}$	Travée (5,6) : $\begin{cases} T_w = 13.72 \text{ KN} \\ T_e = -13.72 \text{ KN} \end{cases}$	Travée (8,9) : $\begin{cases} T_w = 11.01 \text{ KN} \\ T_e = -9.42 \text{ KN} \end{cases}$
Travée (3,4) : $\begin{cases} T_w = 11.39 \text{ KN} \\ T_e = -9.03 \text{ KN} \end{cases}$	Travée (6,7) : $\begin{cases} T_w = 8.55 \text{ KN} \\ T_e = -3.65 \text{ KN} \end{cases}$	Travée (9,10) : $\begin{cases} T_w = 7.81 \text{ KN} \\ T_e = -4.39 \text{ KN} \end{cases}$

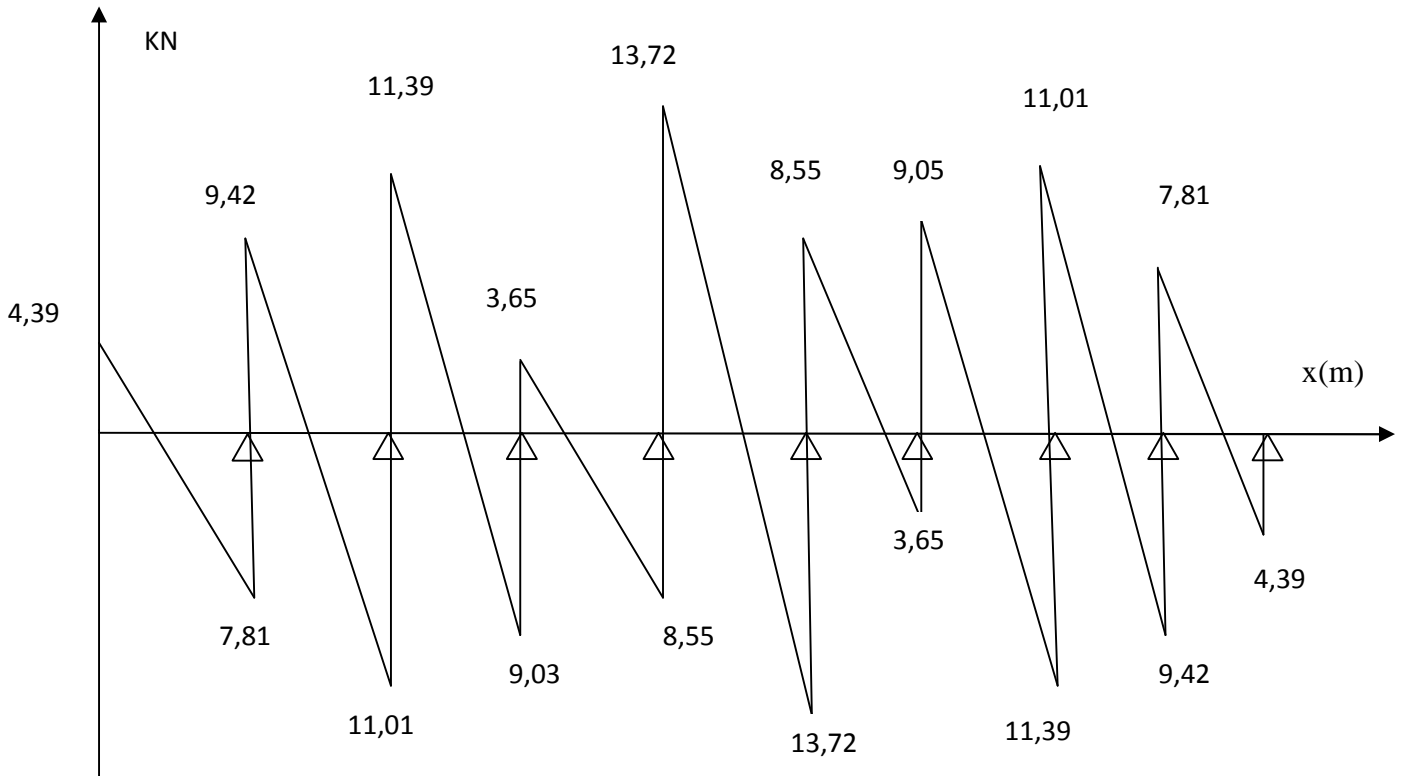


Fig III-2-5):Diagramme des efforts tranchants

III-2-5) Calcul des armatures :

III-2-5-1) Ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travées

- **Armatures en travée :**

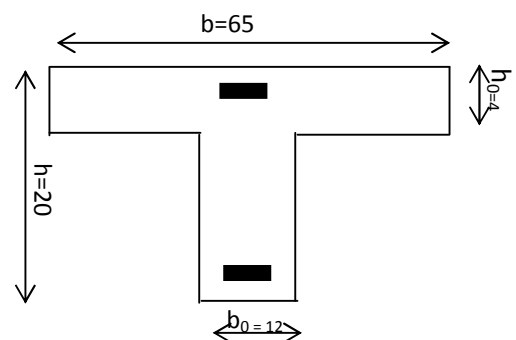
$$M_t^{\max} = 10.04 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_0 = bh_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0.04 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_0 = 71.53 \text{ KN.m} > M_t = 10.04 \text{ KN.m}$ \Rightarrow l'axe neutre tombe dans la table décompression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (65x20)



$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.04 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2}$$

$$\mu = 0,033 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,034 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.04 \times 10^5}{0,983 \times 18 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1,68 \text{ cm}^2$$

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

- **Armatures en appuis :**

Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures.

Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.

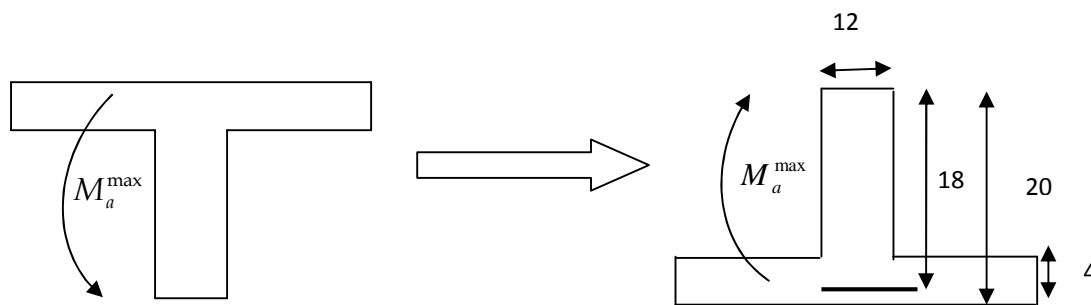


Fig III-2-6):Les moments aux niveaux des appuis

- Le moment max aux appuis est : $\mathbf{Ma_{max} = 5.2 \text{ KN.m}}$

La table est entièrement tendue, et comme n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, donc le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.2 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 100}$$

$$\mu = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.2 \times 10^5}{0,992 \times 18 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 0.83 \text{ cm}^2$$

Nous optons : $A_a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2.2 / BAEL91)....**

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\varphi_t = \min \left\{ \left(\frac{200}{35}, 10, \frac{120}{10} \right) \right\} = \min \{ (5.71; 10; 12) \} \Rightarrow \varphi_t = 5.71 \text{ mm} \Rightarrow \varphi_t = 6 \text{ mm}.$$

On opte pour 1 étriers en $\phi 8$; Donc : $A_t = 2HA8 = 1\text{cm}^2$

- **Espacement max des armatures transversales (Art A.5.1,22 / BAEL91)**

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

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

III-2-5-2) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- **En travée**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

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

$$A_{\text{ad}} = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91) :**

On doit vérifier que :

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

❖ **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

- Pour les fissurations non préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5\text{MPa} \right) \right\} ; \text{ Donc : } \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa.}$$

❖ **Calcul de τ_u :**

$T_{max} = 13.72$ KN.

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{13.72 \times 10^3}{120 \times 180}$; Donc : $\tau_u = 0,63$ Mpa.

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

• **Entrainement des barres (Art.6.1.3/BAEL 91) :**

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

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

❖ **Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:**

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$; Avec : $\Psi_s = 1,5$ (pour les aciers H.A).

$\bar{\tau}_{se} = 3.15$ Mpa.

❖ **Calcul de τ_{se} :**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3,14 \times 1 \times 12 = 37,68$ mm

$\tau_{se} = \frac{13.72 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 37,68}$ _Donc : $\tau_{se} = 2,24$ Mpa.

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

• **Longueur du scellement droit (Art A.6.1, 22 / BAEL91)**

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

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

❖ **Calcul de τ_{su} :**

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

$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38$ cm ; On prend $L_s = 50$ cm.

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4×Ls** pour les aciers H.A ; Donc : **Lc = 20cm**.

• **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art 5.1.1, 312 / BAEL91) :**

❖ **Appuis de rive :**

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

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{T_u^{\max}}{f_{bu}} = \frac{13.72 \times 10^3}{348.100} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

❖ **Appuis intermédiaire: (Art A.5.1,321 / BAEL91)**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 T_u \times d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$T_u^{\max} = \frac{M_{\max}}{0,9d}$$

$$M_{\max} = 2,87 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9d \cdot T_u^{\max} = 0,9 \times 180 \times 13.72 \times 10^3 = 2.22 \times 10^6 \text{ N.mm.}$$

$M_{\max} < 0,9dV_u^{\max} \rightarrow$ les armatures inférieurs ne sont pas nécessaires

• **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91)**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 13.72 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,41 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0,9d} < \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure: (Art. A.5.3, 2 /BAEL91).....**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{13,72 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 50} = 0,69 \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_u = 0,69 \text{ Mpa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa} \} = \min \{ 3,33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa} \} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires..... **Condition vérifiée.**

- **Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire (Art A.5.1, 322) :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$R_u = |T_{u_g}| + |T_{u_d}| = 9,42 + 7,81 = 17,23 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{17,23 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 0,88 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,66 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} < \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

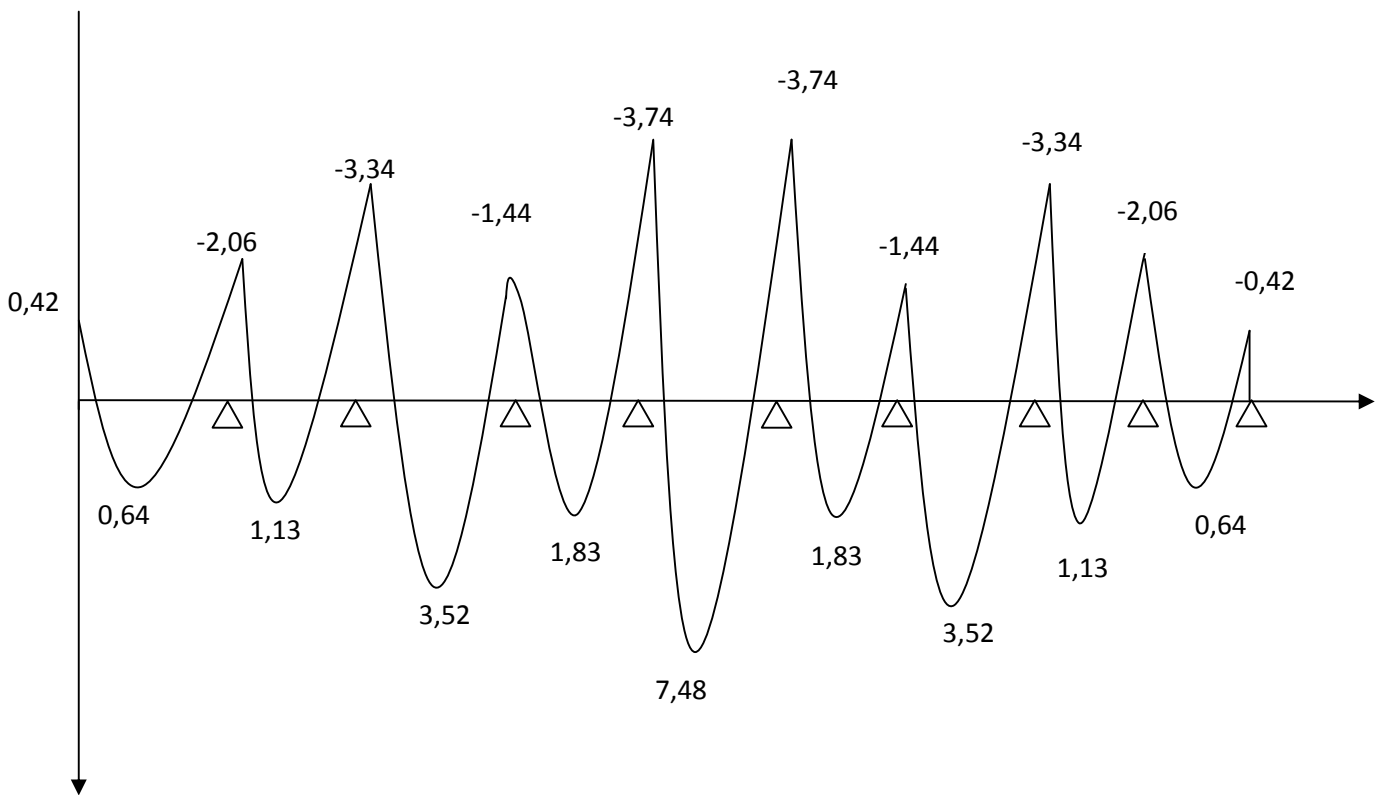
III-2-6) Combinaison de charge a l'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,28 + 1,5) \times 0,65 = 4,41 \text{ KN/ml.}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/q_u .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,41}{6,1} = 0,72.$$

En appui	En travée
$M_1 = -0.59 \times 0.72 = -0.42 \text{ KN.m}$	$M_{1,2} = 0.90 \times 0.72 = 0.64 \text{ KN.m}$
$M_2 = -2.87 \times 0.72 = -2.06 \text{ KN.m}$	$M_{2,3} = 1.58 \times 0.72 = 1.13 \text{ KN.m}$
$M_3 = -4.64 \times 0.72 = -3.34 \text{ KN.m}$	$M_{3,4} = 4.90 \times 0.72 = 3.52 \text{ KN.m}$
$M_4 = -2 \times 0.72 = -1.44 \text{ KN.m}$	$M_{4,5} = 2.55 \times 0.72 = 1.83 \text{ KN.m}$
$M_5 = -5.2 \times 0.72 = -3.74 \text{ KN.m}$	$M_{5,6} = 10.04 \times 0.72 = 7.48 \text{ KN.m}$
$M_6 = -5.2 \times 0.72 = -3.74 \text{ KN.m}$	$M_{6,7} = 2.55 \times 0.72 = 1.83 \text{ KN.m}$
$M_7 = -2 \times 0.72 = -1.44 \text{ KN.m}$	$M_{7,8} = 4.90 \times 0.72 = 3.52 \text{ KN.m}$
$M_8 = -4.64 \times 0.72 = -3.34 \text{ KN.m}$	$M_{8,9} = 1.58 \times 0.72 = 1.13 \text{ KN.m}$
$M_9 = -2.87 \times 0.72 = -2.06 \text{ KN.m}$	$M_{9,10} = 0.9 \times 0.72 = 0.64 \text{ KN.m}$
$M_{10} = -0.59 \times 0.72 = -0.42 \text{ KN.m}$	



M (KN.m) Fig III-2-6): Diagramme des moments à L'ELS

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art.A.5.3.2/BAEL91) :**

- **Etat limite de compression de béton (Art.A.4.5.2/BAEL91) :**

- **En travée :**

- **La contrainte de compression dans le l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\overline{\sigma_s} = \sigma_s$

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3 \phi 10 = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1.56 \implies k_1 = 15.67 \implies \beta_1 = 0.837$$

La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{7.48 \times 10^6}{0.837 \times 180 \times 339} = 146.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 146.45 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 146.45 / 15.67 = 9.34$$

$$\sigma_{bc} = 9.34 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.73 \implies k_1 = 25.32 \implies \beta_1 = 0.876$$

La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{3.74 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 157} = 151.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 151.07 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 151.07 / 25.32 = 5.96$$

$$\sigma_{bc} = 5.96 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

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

Les règles de **BAEL (B.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ 2. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \\ 3. \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec: h : hauteur total (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L=4.5 m)

M_t : moment max en travée ($M_t=7.48$ KN.m)

M_0 : moment max de la travée isostatique

A : section des armatures.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

$$1) \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0,062 \dots \text{condition non vérifié.}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0.044 > \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{7.48}{15 \times 14,15} = 0.035 \dots \text{condition vérifié.}$$

$$3) \quad \frac{A}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015 > \frac{4.2}{400} = 0,010 \dots \text{condition non vérifié.}$$

➤ Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

L= 450 – 25 = 425 : longueur réel de la poutelle.

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de la déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10819 \text{ MPa}$$

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

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

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec

(n = 15)

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

- **Aire de la section homogénéisée :**

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 555.85 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de V_1 et V_2 :**

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à XX :

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

$$S_{/XX} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3977.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/XX}}{B_0} = \frac{3977.8}{555.85} = 7.15 \text{ cm}^2$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.15 = 12.85 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \left[V_1^3 + V_2^3 \right] + h_0 (b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_s \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \left[7.15^3 + 12.85^3 \right] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.15 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.39 \times (12.85 - 2)^2$$

$$I_0 = 22216.73 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0.015} = 1.09$$

$$\mu = \max \left[0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 146.45 + 2.1} \right] = 0.337$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 22216.73}{1 + 0.337 \times 1.09} = 17877.39 \text{ cm}^4$$

- **D'où la flèche :**

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

$$f = \frac{7.48 \times 1000 \times (425)^2}{10 \times 10819 \times 17877.39} = 0.69$$

$0.69 \text{ cm} < \bar{f} = 0.9 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

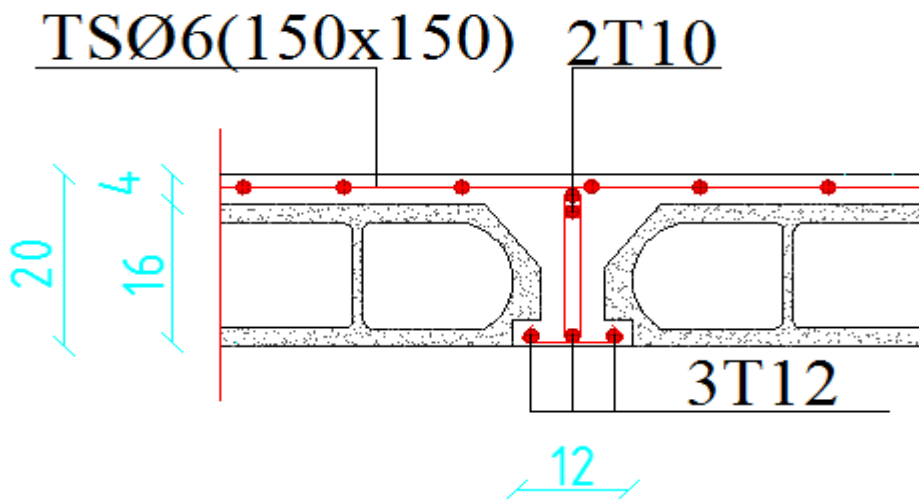
✓ **Conclusion :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : **3HA12 = 3,39 cm²**.

Armatures en appuis : **2HA10 = 1,57 cm²**.

Armatures transversales : **2HA8 = 1,00 cm²**, avec un espacement de **15 cm**.



III-3) calcul d'escaliers :**III-3-1) Définition :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

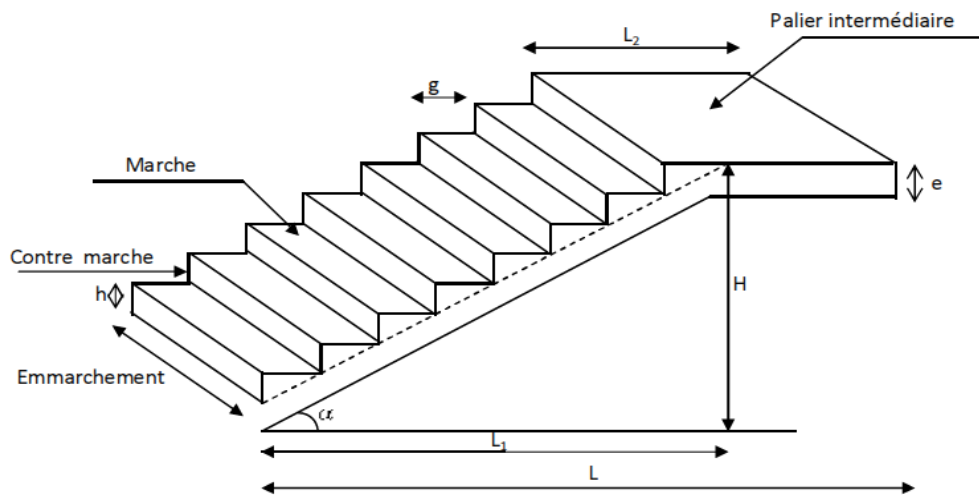
III-3-2) Terminologie :

Fig III-3.1) Terminologie de l'escalier

La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.

Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 14 à 18 cm.

Le giron (g) : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.

La montée : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

Une volée : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.

L'embranchement (E) : représente la largeur de la marche.

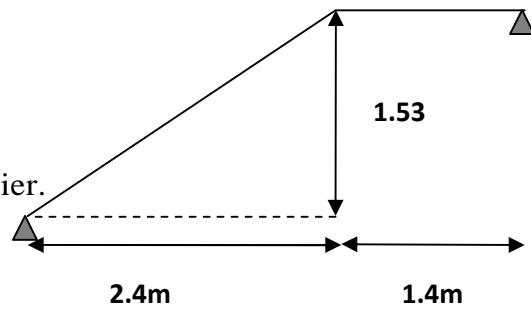
La ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.

La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III-3-3) Pré dimensionnement de l'escalier de l'étage courant :

Notations utilisées :

- ❖ **g** : giron.
- ❖ **h** : hauteur de la contre marche.
- ❖ **ep** : épaisseur de la paillasse et de palier.
- ❖ **H** : hauteur de la volée.
- ❖ **L** : longueur de la volée projetée.



Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de "BLONDEL"

✓ **La relation de BLONDEL**

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

$$\text{Soit : } 16\text{ cm} \leq h \leq 18\text{ cm.}$$

On prend : **h = 17 cm.**Cherchant le nombre de contre marche « n » : $n = \frac{153}{17} = 9$ **contre marches.**Le nombre de marche « m » : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ **marches.**

On a le giron :

$$g + 2h \leq 66 \text{ donc } g \leq 66 - (2 \times 17) = 32\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{g = 30\text{ cm}}$$

✓ **Vérification de la loi de BLANDEL**

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

$$g + 2h = 64\text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ **Dimensionnement de la paillasse :**

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

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 29.54^\circ$$

La longueur réelle de la paillasse est :

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(29.54)} = 275.86\text{cm}$$

$$L_0 = L' + L_2 = 275.86 + 140 = 415.86\text{ cm}$$

$$\frac{415.86}{30} \leq ep \leq \frac{415.86}{20}$$

$$13.86 \leq ep \leq 20.79$$

On opte pour une épaisseur de **ep = 15 cm** pour la paillasse et le palier.

Détermination des sollicitations de calcul :

➤ **Charge permanente :**

La volée :

- Poids propre de la paillasse : $0.15 \times 25 / \cos(29.54^\circ) = 4.31 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la marche : $25 \times 0.17 / 2 = 2.13 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de revêtement :
 - ❖ Carrelage : $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}^2$
 - ❖ Mortier de pose : $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}^2$
 - ❖ Enduit en ciment : $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
 - ❖ Lit de sable : $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du garde corps (métallique): 0.6 KN/m^2

$$G_{\text{tot}} = 8.56 \text{ KN/m}^2$$

Le palier :

- Poids de la dalle : $25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage : $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}^2$
- 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 : $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$

$$G_{\text{tot}} = 5.27 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier ; $Q = 2,5 \text{ kN / m}^2$

La volée : $Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Le palier: $Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2$

III-3-4) l'état limite ultime ELU :

ELU : $(1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml}$

Volée : $q_{uv} = (1,35 \times 8.56 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml}$
 $= 15.31 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{up} = (1,35 \times 5.27 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml}$
 $= 10.86 \text{ KN/ml}$

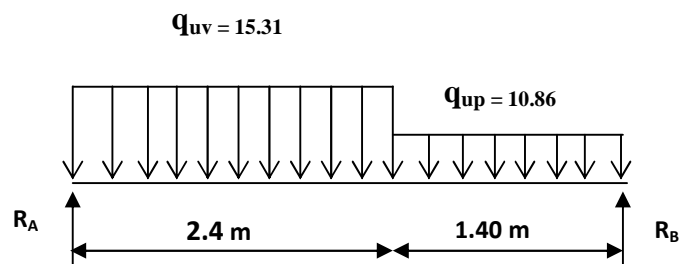


Fig III-3-2) : Schéma statique des escaliers à l'ELU.

✓ Réaction d'appuis :

$$\bullet \sum F_v = 0 \Rightarrow 10.86x(1.40) + (15.31 \times 2.40) - R_A - R_B = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 51.95 \text{ kN}$$

$$\bullet \sum M/B = 0 \Rightarrow -R_A \times 3.80 + 15.31 \times 2.4 \times (1.4 + 2.4/2) + 10.86 \times 1.4 \times (1.4/2) = 0$$

$$R_A = 27.94 \text{ kN} \Rightarrow R_B = 24.01 \text{ kN}$$

✓ Moment fléchissant et effort tranchant :

• 1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 2.4 \text{ m}$

$$T_1(x) = -15.31X + 27.94$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \Rightarrow T_1(0) = +27.94 \text{ kN} \\ \text{Pour } X = 2.4 \text{ m} \Rightarrow T_1(2.4) = -8.8 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$M_1(x) = -15.31 \frac{x^2}{2} + 27.94x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \Rightarrow M_1(0) = 0 \\ \text{Pour } X = 2.4 \text{ m} \Rightarrow M_1(2.4) = 22.97 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

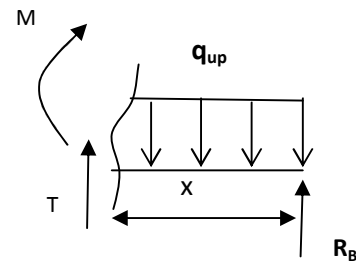
• 2^{ème} tronçon : $0 \leq X \leq 1.40 \text{ m}$

$$T_2(x) = 10.86X - 24.01$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \Rightarrow T_2(0) = -24.01 \text{ kN} \\ \text{Pour } X = 1.4 \text{ m} \Rightarrow T_2(1.4) = -8.8 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$M_2(x) = -5.43X^2 + 24.01X$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \Rightarrow M_2(0) = 0 \\ \text{Pour } X = 1.4 \text{ m} \Rightarrow M_2(1.4) = 22.97 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$



✓ Calcul du moment max :

La section la où se situ le moment max est en deuxième tronçon

$$D'où : T_2(x) = 10.86X - 24.01 = 0 \Rightarrow X = 2.21 \text{ m}$$

Puis on calcul le moment max :

$$M_2(x) = -5.43X^2 + 24.01X$$

$$M_{\max} = M(2.21) = 26.54 \text{ kN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment M^{\max} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis:

$$M_{ua} = -0.3 \times M^{\max} = -0.3 \times 26.54 = -7.96 \text{ kN.m}$$

En travée:

$$M_{ut} = 0,85 \times M^{\max} = 0,85 \times 26,54 = 22,56 \text{ KN.m}$$

✓ Diagramme des efforts internes :

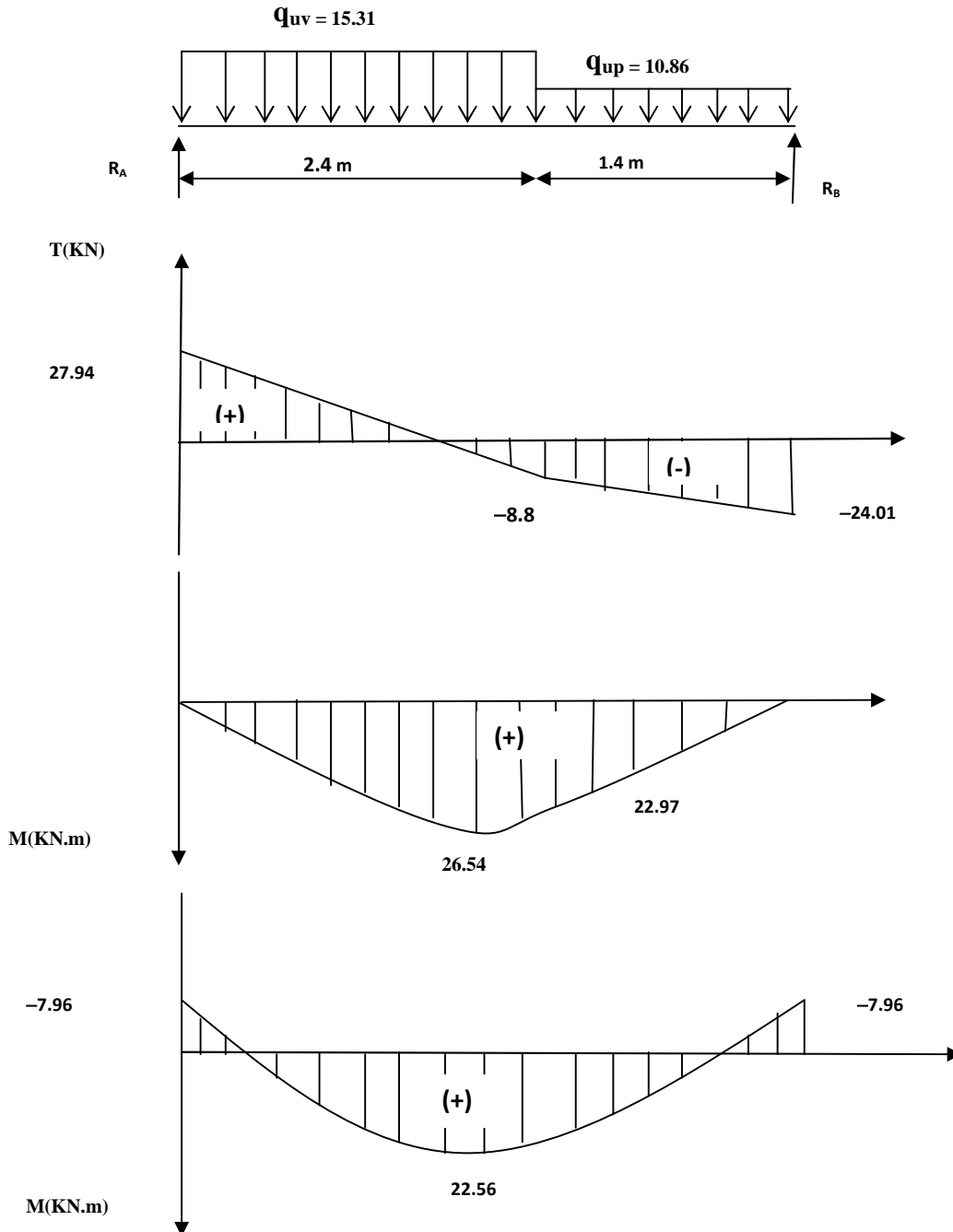


Fig III-3-3) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III-3-4) Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1ml, soumise à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.

$$B = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm}$$

A) Aux appuis :**1. Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.96 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\mu_b = 0.034 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow$$

Section simplement armé S.S.A

$$\mu_b = 0.034 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{bd \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.96 \times 10^3}{0.983 \times 13 \times 348} = 1.78 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.78 \text{ cm}^2$ on opte pour **5HA12 = 5.65 cm²** avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 2.01 cm²** avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

B) En travée :**1. Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.56 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.094$$

$$\mu_b = 0.094 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow$$

Section simplement armé S.S.A

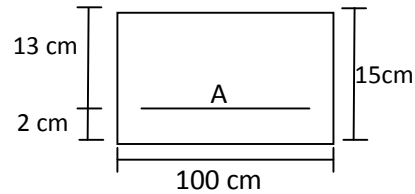
$$\mu_b = 0.094 \Rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{22.56 \times 10^3}{0.951 \times 13 \times 348} = 5.24 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = \mathbf{5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ Soit } \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$
. Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.



III-3-5) Vérification à l'ELU :

★ **Condition de non fragilité : (A 4,2,1 BAEL 91 modifier 99).**

✓ **Calcul de la section minimale :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 \succ A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \succ A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification des espacements des barres :**

● **Armatures principale : $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$**

Aux appuis $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$
En travées $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ } \Rightarrow Condition vérifiée.

● **Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.**

Aux appuis $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$
En travées $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ } \Rightarrow Condition vérifiée.

✓ **Vérification au cisaillement :**

● **Calcul la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \quad (\text{A 5.1,1 BAEL 91 modifier 99}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{27.94 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.21 \text{ MPa}$$

● **Calcul la contrainte de cisaillement admissible :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{A 5.1,211 BAEL 91 modifier 99}).$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée, il n'y a Pas de risque de cisaillement.

★ **Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres : (A 6.1.3 BAEL 91 modifier 99).**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1.5$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9d \sum u_i}$$

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

Vu : effort tranchant est égale à 29.98 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$.

d : hauteur utile est égale à 13 cm

$$\tau_{se} = \frac{27.94 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 1.26 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

*** Influence de l'effort tranchant :**

- Influence sur les aciers : (Art A5.1.321 BAEL 91 modifier 99)**

$$A = \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(27.94 \times 10^3 + \frac{-7.96 \times 10^6}{0.9 \times 130} \right) \times \frac{1.15}{400} = -1.15 \text{ cm}^2$$

$A < 0$: donc aucune condition n'est à vérifier pour les armatures.

- Influence sur le béton : (BAEL91/99 Art A 5.1.313)**

$$\frac{2T_{\max}}{0.9 b_0 d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T_{\max} \leq \frac{0.8 \times 0.9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} \leq 0.36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$$0.36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = 0.36 \times \frac{25 \times 10^3 \times 150}{1.5} = 9 \times 10^5 \text{ N} = 900 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 27.94 \text{ KN} < 900 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

*** Encrage des armatures (longueur de scellement) :**

(Art 6.1,221 BAEL 91 modifier 99).

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times \phi}{4 \times 2.835} = 35.27 \phi \text{ cm.}$$

Pour $\phi = 1.2 \text{ cm}$ $L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.32 \text{ cm}$.

Dans ce cas L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, donc il faut prévoir un ancrage avec des crochets.

Nous adaptions pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$L_r = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm} \quad \mathbf{q_{uv} = 11.06}$$

III-3-6) l'état limite de service ELS :

ELS : (G+Q) $\times 1 \text{ ml}$

Volée : $q_{sv} = (8.56 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 11.06 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{sp} = (5.27 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 7.77 \text{ KN/ml}$

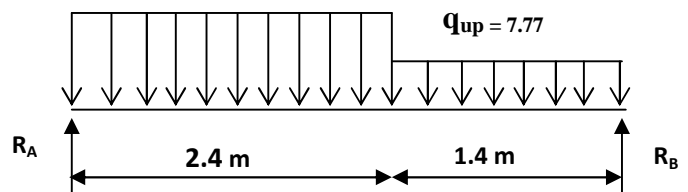


Fig III-3-4) : Schéma statique des escaliers à l'ELS.

✓ Réaction d'appuis :

- $\sum F_y = 0 \Rightarrow 7.77 \times (1.4) + (11.06 \times 2.4) - R_A - R_B = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 37.42 \text{ kN}$
- $\sum M_B = 0 \Rightarrow -R_A \times 3.8 + 11.06 \times 2.4 \times (1.4 + 2.4/2) + 7.77 \times 1.4 \times (1.4/2) = 0$
 $R_A = 20.16 \text{ kN} \Rightarrow R_B = 17.26 \text{ kN}$

✓ Moment fléchissant et effort tranchant :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 2.4 \text{ m}$

$$T_1(x) = -11.06X + 20.16$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & \Rightarrow T_1(0) = +20.06 \text{ kN} \\ \text{Pour } X = 2.4 \text{ m} & \Rightarrow T_1(2.4) = -6.38 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_1(x) = -11.06 \frac{x^2}{2} + 20.16x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & \Rightarrow M_1(0) = 0 \\ \text{Pour } X = 2.4 \text{ m} & \Rightarrow M_1(2.4) = 16.5 \text{ kN.m} \end{cases}$$

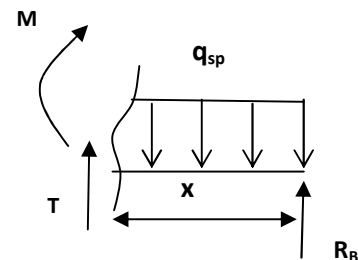
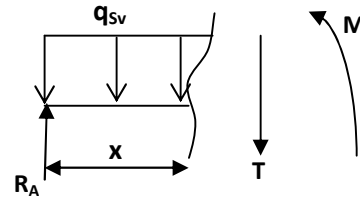
- 2^{ème} tronçon : $0 \leq X \leq 1.4 \text{ m}$

$$T_2(x) = 7.77X - 17.26$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & \Rightarrow T_2(0) = -17.26 \text{ kN} \\ \text{Pour } X = 1.4 \text{ m} & \Rightarrow T_2(1.4) = -6.38 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_2(x) = -3.885X^2 + 17.42X$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & \Rightarrow M_2(0) = 0 \\ \text{Pour } X = 1.40 \text{ m} & \Rightarrow M_2(1.4) = 16.5 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**Calcul du moment max :**

La section la où se situ le moment max est en deuxième tronçon

$$D'où : T_2(x) = 7.77X - 17.26 = 0 \Rightarrow X = 2.22 \text{ m}$$

Puis on calcul le moment max :

$$M_2(x) = -3.885X^2 + 17.26X$$

$$M_{\max} = M(2.22) = 19.17 \text{ kN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment M^{\max} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis:

$$M_{sa} = -0,3 \times M^{\max} = -0,3 \times 19,17 = -5,75 \text{ KN.m}$$

En travée:

$$M_{st} = 0,85 \times M^{\max} = 0,85 \times 19,17 = 16,29 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des efforts internes :

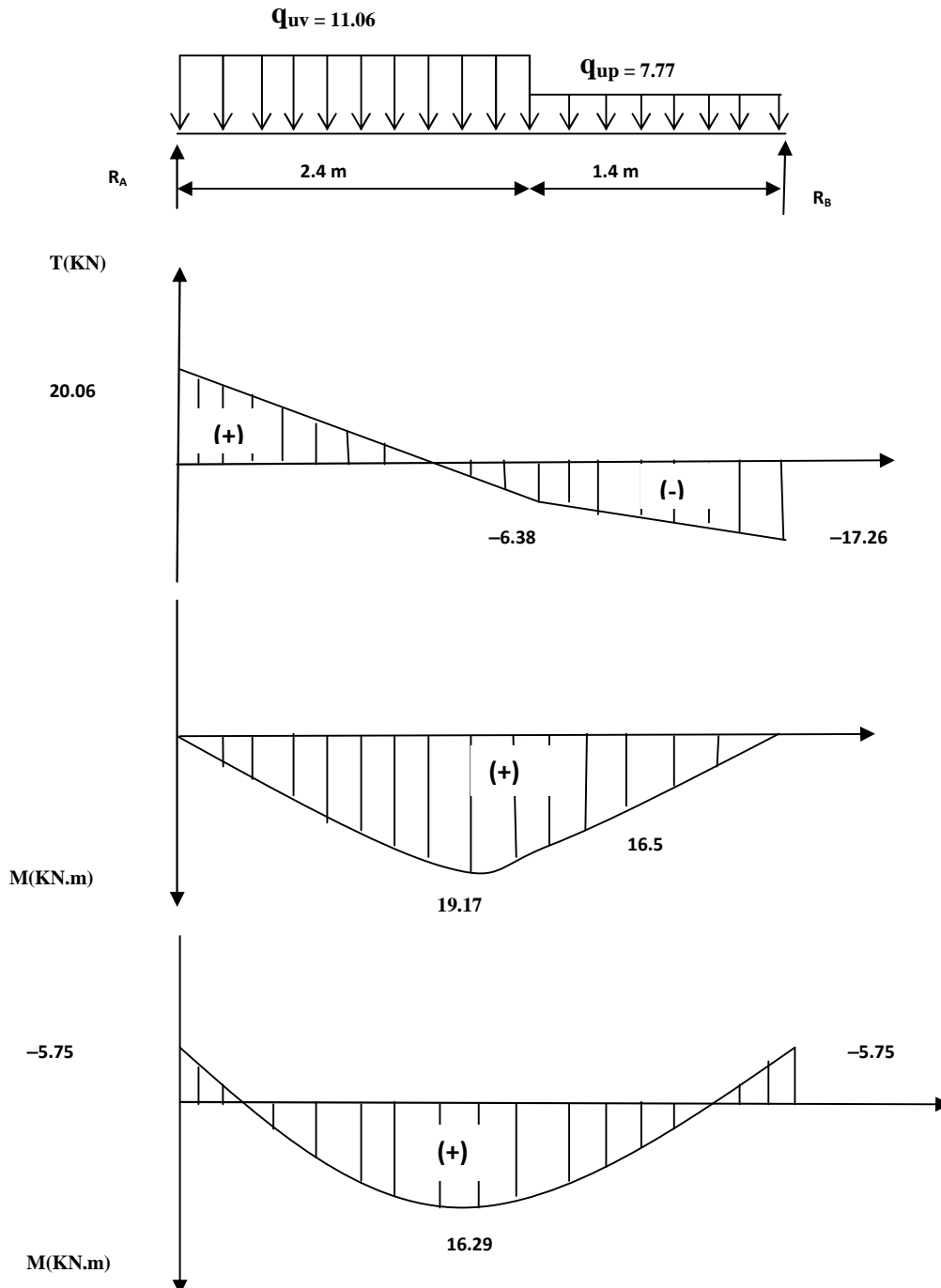


Fig. III-3-5) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III-3-7) Vérification à l'ELS :*** Vérification de la contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

• Aux appuis :

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.435$$

$$\rho = 0.435 \longrightarrow \beta_1 = 0.899 \longrightarrow K_1 = 34.5$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_a \cdot \beta \cdot d} = \frac{5.75 \times 10^3}{5.65 \times 0.899 \times 13} = 87.08 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 87.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

• En travée :

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.437$$

$$\rho = 0.437 \longrightarrow \beta_1 = 0.9 \longrightarrow K_1 = 35$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta \cdot d} = \frac{16.29 \times 10^3}{5.65 \times 0.9 \times 13} = 246.43 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 246.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

*** Vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

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

• Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{87.08}{34.5} = 2.52 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

• En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{246.43}{35} = 7.04 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

* Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{4} = 0.037 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Donc, on doit calculer la flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_0 I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500} \quad \text{Avec : } q_s = 11.06 \text{ KN/ml}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = \mathbf{10819 \text{ MPa}}$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}; \quad S_{xx} : \text{Moment statique}$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = 12351.75 \text{ cm}^3$$

B₀ : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 15) + 15 \times 5.65 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (7.79^3 + 7.21^3) + 15 \times 5.65 \times (7.21 + 2)^2 = 35439.99 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{11.06 \times 3.8^2 \times 10^3}{10819 \times 10^6 \times 35439.99 \times 10^{-8}} = \mathbf{0.00054 \text{ m} = 0.054 \text{ cm}}$$

$$\bar{f} = \frac{480}{500} = \mathbf{0.76}$$

f = 0.054 < f̄ = 0.76Condition vérifiée.

III-4) CALCUL DE LA POUTRE PALIER :

La poutre palière se situe au niveau du l'étage courant. Elle est semi encastrée dans les poteaux de la cage d'escalier, elle est destinée à supporter son poids propre ; la réaction de la paillasse et celle du palier.

III-4-1) Pré dimensionnement :

❖ hauteur de la poutre h_t :

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

h_t : la hauteur de la poutre

L : partie libre $L = 4.00 \text{ m}$

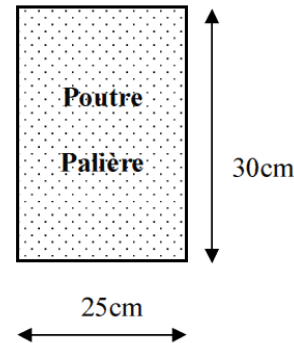
$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10}$$

$$26.66 \leq h_t \leq 40 \quad \Rightarrow \quad h_t = 30 \text{ cm}$$

❖ largeur de la poutre b :

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

$$12 \leq b \leq 21 \quad \Rightarrow \quad b = 25 \text{ cm}$$

**III-4-2) Recommandations de l' RPA 99 Version 2003 :**

$$\text{Le RPA exige que } \begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \text{On a } \begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \text{Conditions vérifiées}$$

La poutre aura pour dimensions : $\mathbf{b \times h = 25 \times 30 \text{ cm}^2}$

III-4-3) Déterminations des charges :

- Son poids : $G = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier (ELU) : $R_B = 24.01 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier (ELS) : $R_B = 17.26 \text{ KN/ml}$.

III-4-4) Calcul à l'ELU :**III-4-4-1) Combinaisons de charges:**

$$q_u = 1.35G + T_4$$

$$q_u = 1.35 \times 1.875 + 24.01$$

$$q_u = 26.54 \text{ KN/ml}$$

III-4-4-2) Calcul du moment et de l'effort tranchant :

- **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot \ell^2}{8} = \frac{26.54 \times 4^2}{8} = 53.08 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

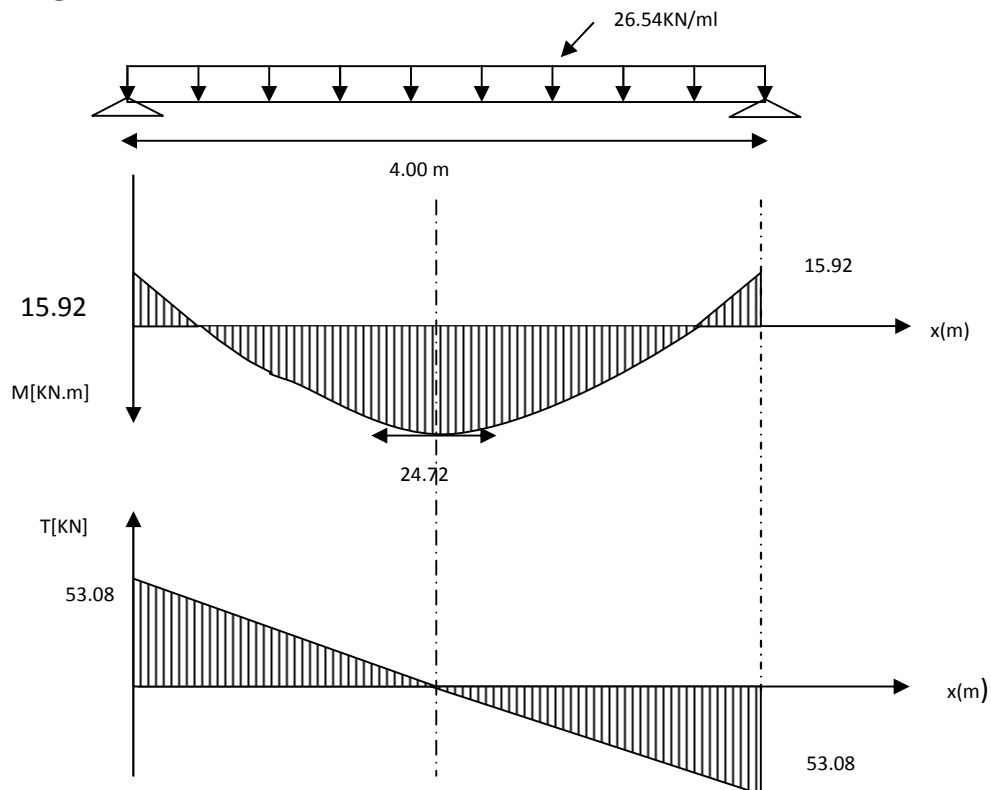
$$T_U = R_A = R_B = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{26.54 \times 4}{2} = 53.08 \text{ KN}$$

- **Moment aux appuis :**

$$M_a = -0.3 M_U = -0.3 \times 53.08 = -15.92 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_U = 0.85 \times 53.08 = 45.12 \text{ KN.m}$$

III-4-4-2) Diagramme du moment et de l'effort tranchant:**Fig. III-4-1) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.**

III-4-5) Ferrailage :**A) Armature principale :**

$$b = 25 \text{ cm}; \quad h = 30 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 28 \text{ cm}.$$

- Aux appuis :**

$$M_u = - 15.92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.92 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.057 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.057 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.971$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{15.92 \times 10^3}{0.971 \times 28 \times 348} = 1.68 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12 = 3,39 cm².

- En travée :**

$$M_u = 45.12 \text{ KNm}.$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{45.12 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.162 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.162 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.911$$

$$A_t = \frac{45.12 \times 10^3}{0.911 \times 28 \times 348} = 2.66 \text{ cm}^2$$

On apte pour 3HA12 = 3.39 cm².

III-4-6) Vérification à l'ELU :

- ❖ **Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,39 \text{ cm}^2 > 0.845 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.845 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

Σu_i : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{u \max}}{0.9 d \sum u_i} = \frac{29.08 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.02 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

❖ **Encrage des barres :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.02 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2.835 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Longueur de scellement droit (BEAL 91 Art A-6-1-2-3)**

$$L_s = \frac{\phi_{travée} \cdot f_e}{4x \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique ; il est nécessaire d'adopter un crochet normal d'après le BAEL

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.328 = 16.93 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{29.08 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\{0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.42 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

• **Influence sur le béton:**

$$T_u = 29.08 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times b d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 29.08 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 250 \times 280 \frac{25}{1.5} = 420 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence sur les armatures inferieures :**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(29.08 + \frac{8.72}{0.9 \times 28} \right) = 0.08 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \geq A_u = 0.08 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B) Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ 8.5, 25, 12 \right\} = 8.5 \text{ mm.}$$

Avec : h_t : étant la hauteur totale de la poutre.

ϕ_t : Diamètre des barres longitudinales

$$\phi_t = 8 \text{ mm} < 8.5 \text{ mm.}$$

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t \leq \frac{\pi \times \Phi^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

On opte comme armatures transversale un cadre, donc $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (cadre et treillis).

$$S_{t \max} \leq \min\{0,9.d, 40\text{cm}\} = S_{t \max} \leq \min\{25.2, 40\text{cm}\} = 25.2 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20\text{cm}$

❖ **Vérification de l'espacement :**

• **Aux appuis :**

$$st \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\right) = \min(7.5, 14.4, 30) \quad \text{soit : } St = 7 \text{ cm}$$

• **En travée :**

$$st \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{soit : } St = 15 \text{ cm}$$

❖ **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{t \min} = 0.003 \times St \times b$$

➤ **Dans la zone nodale :**

$$A_{t \min} = 0.003 \times 7 \times 25 = 0.525 \text{ cm}^2 < 2.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **En dehors de la zone nodale :**

$$A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 < 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-4-7) l'état limite de service ELS :

III-4-7-1) Combinaisons de charges:

$$q_s = G + 2T_U/L$$

$$q_s = 1.875 + 2 \times 17.26/4$$

$$q_s = 10.5 \text{ KN/ml}$$

III-4-7-2) Calcul du moment et de l'effort tranchant :

• **Moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s \cdot \ell^2}{8} = \frac{10.5 \times 4^2}{8} = 21 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s x \ell}{2} = \frac{10.5 \times 4}{2} = 21 \text{ KN}$$

➤ aux appuis : $M_a = -0.3 M_s = -0.3 \times 21 = -6.3 \text{ KN.m}$

➤ en travée : $M_t = 0.85 M_s = 0.85 \times 21 = 17.85 \text{ KN.m}$

III-4-7-3) Diagramme du moment et de l'effort tranchant:

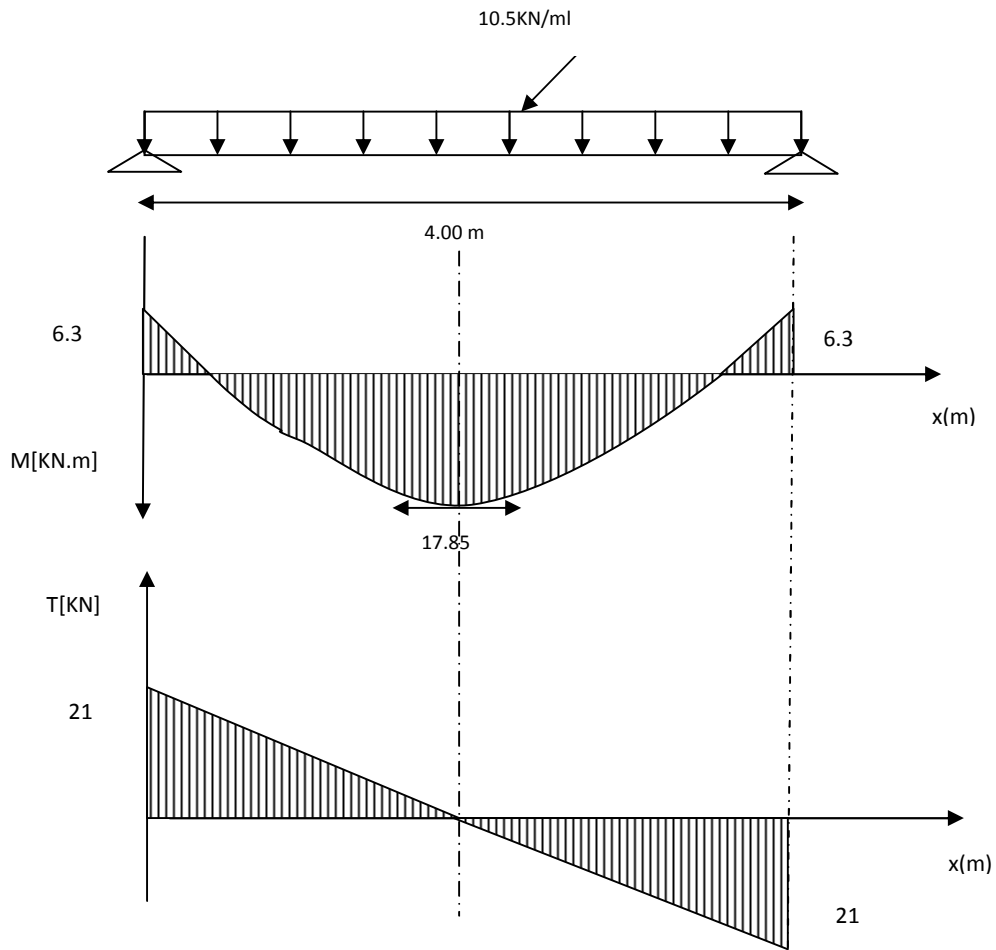


Fig. III-4-2) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III-4-8) Vérification à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes:

- Etat limite de résistance à la compression : [BAEL91/Art.4.5,2]

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

$$\rho = \frac{100 A_s}{b.d} ; \sigma_{bc} = K \sigma_s ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 . d}$$

zone	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$
travée	17.85	3.39	0.48	0.895	0.030	210.11	6.3	15
appuis	6.3	2.35	0.33	0.924	0.020	103.62	2.07	15

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

❖ **Vérification de la flèche : [BAEL.99/Artb6.5,2] :**

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{400} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.075 < \frac{M_t}{10 \times M_s} = \frac{17.85}{10 \times 21} = 0.085 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié}$$

Donc, on doit calculer la flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_0 I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500} \quad \text{Avec : } q_s = 10.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

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

$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$; S_{xx} : Moment statique

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 28 = 12673.8 \text{ cm}^3$$

B₀ : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (25 \times 30) + 15 \times 3.39 = 800.85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12673.8}{800.85} = 15.82 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 15.82 = 14.18 \text{ cm}$$

$$I = \frac{25}{3} (15.82^3 + 14.18^3) + 15 \times 3.39 \times (14.18 + 2)^2 = 70066.44 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{10.5 \times 4^2 \times 10^3}{10819 \times 10^6 \times 70066.44 \times 10^{-8}} = \mathbf{0.00028 \text{ m} = 0.028 \text{ cm}}$$

$$\bar{f} = \frac{400}{500} = \mathbf{0.8}$$

$f = 0.028 < \bar{f} = 0.8$ Condition vérifiée.

III-5) Calcul de la salle machine**III-5-1) Introduction :**

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux différents, il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

L'ascenseur est composé de ces trois composantes essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions $(1.5 \times 1.8) \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

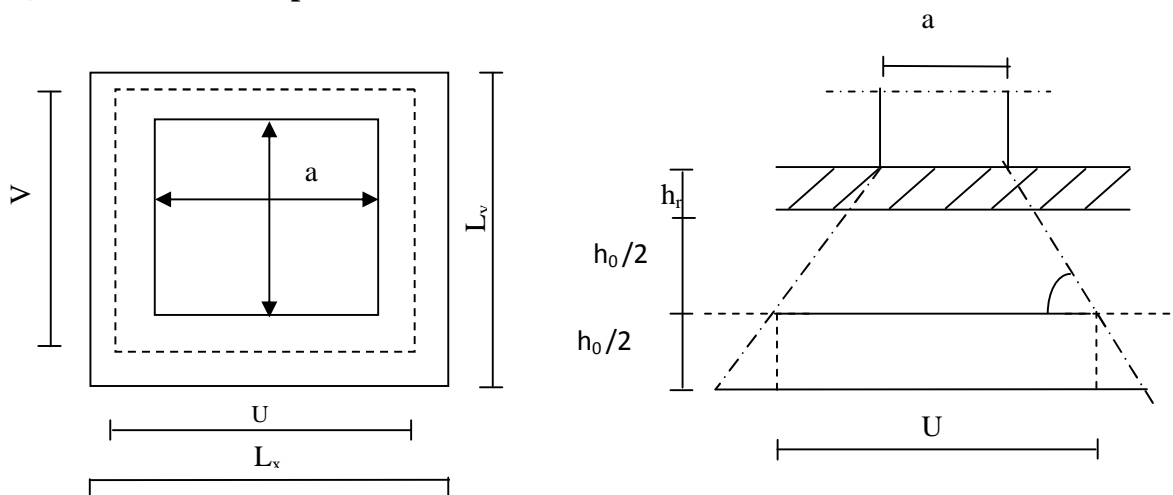
III-5-2) Calcul de la dalle pleine de local machine :

Fig.III-5-1) Schéma représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

III-5-2-1) Dimensionnement :

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis q la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

On définit : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Avec :

Si $\rho < 0.4$ le panneau travaille dans un seul sens (l_x).

Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ le panneau travaille dans les deux sens.

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{1.8} = 0.8$$

$0.4 < \rho_x = 0.8 < 1 \longrightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens.

Epaisseur de la dalle :

$$h_t = \frac{l_x}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ cm.}$$

✓ Remarque :

Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm} \longrightarrow$ Alors on opte $h_t = 15 \text{ cm}$.

On a :

$$\begin{cases} \mathbf{U} = \mathbf{U}_0 + 2\xi \mathbf{e}_0 + \mathbf{h}_t \\ \mathbf{V} = \mathbf{V}_0 + 2\xi \mathbf{e}_0 + \mathbf{h}_t \end{cases}$$

Avec :

$\xi = 1$ car le revêtement est en béton.

$\mathbf{e}_0 = 5 \text{ cm}$ étant l'épaisseur du revêtement

. $\mathbf{h}_t = 15 \text{ cm}$ épaisseur de la dalle.

$\mathbf{U}_0 = \mathbf{V}_0 = 80 \text{ cm}$: cotés du rectangle sur lequel agit la charge P.

$$\begin{cases} \mathbf{U} = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \\ \mathbf{V} = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

III-5-2-2) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1 m de largeur dans les deux sens

$$\begin{cases} \text{sont :} \\ \mathbf{M}_{x1} = \mathbf{p} (\mathbf{M}_1 + \mathbf{v} \mathbf{M}_2) \end{cases}$$

$$\mathbf{M}_{y1} = \mathbf{p} (\mathbf{M}_2 + \mathbf{v} \mathbf{M}_1)$$

Avec : \mathbf{v} : coefficient de poisson : $\begin{cases} \mathbf{v} = 0 \longrightarrow \text{béton fissuré (a l'ELU)} \\ \mathbf{v} = 0.2 \longrightarrow \text{béton non fissure (a l'ELS).} \end{cases}$

M1 et M2 : coefficients donnés par les abaques de PIGE AUD.

Suivant le rapport : $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{150} = 0.7 \quad \text{et} \quad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{180} = 0.6$$

D'où tableau de(PIGEAUD) on aura **M1=0.082** et **M2=0.048**

- **ELU** : $v=0$

$$P_u = 1,35 Q = 1,35 \times 9 = 12,15 \text{ t} = 121,5 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,082 = 9,963 \text{ KN.M}$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,048 = 5,832 \text{ KN.M}$$

III-5-2-3) Évaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids de la dalle :

$$1 > \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,8 > 0,4 \quad \rightarrow \quad \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q l_x^2 \qquad M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$\rho = 0,8 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595. \end{cases}$$

❖ **Poids propre de la dalle :**

$$G = \gamma_b \times h_0$$

$$G = 25 \times 0,15 \times 1 = \mathbf{3,75 \text{ KN/ml}}$$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1KN/ml

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q \quad \longrightarrow \quad q_u = (1,35 \times 3,75) + (1,5 \times 1) = \mathbf{6,5625 \text{ KN.m}}$$

ce qui donne :

$$M_{x2} = 0,0565 \times 6,5625 \times 1,5^2 = \mathbf{0,8342 \text{ KN.m}}$$

$$M_{y2} = 0,595 \times 0,8342 = \mathbf{0,4963 \text{ KN.m}}$$

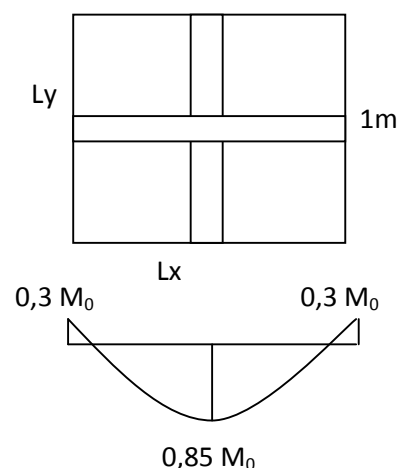
❖ **Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,963 + 0,8342 = \mathbf{10,79 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,832 + 0,4963 = \mathbf{6,33 \text{ KN.m}}$$

❖ **correction des moments:**

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leurs effectuant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.



➤ **En travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.79 = \mathbf{9.17 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.33 = \mathbf{5.38 \text{ KN.m}}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 10.79 = \mathbf{3.237 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 6.33 = \mathbf{1.899 \text{ KN.m}}$$

III-5-3) Ferrailage a l'ELU :

Le calcul se fera en flexion pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Pour chacune des deux directions, on considère en travée comme en appuis la hauteur utile qui lui est propre ($dx = 13\text{cm}$, $dy = 12\text{cm}$)

$$dy = dx - (\phi x + \phi y / 2)$$

III-5-3-1) Sens Lx :

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd_x^2 f_{bc}} = \frac{3.237 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.014} < \mu = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = \mathbf{0.013} \quad \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{3.237 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = \mathbf{0.72 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec : **st = 25cm**

➤ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd_x^2 f_{bc}} = \frac{9.17 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.038 < \mu = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = \mathbf{0.038} \quad \beta = 0.981$$

$$A_a = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.17 \times 10^3}{0.981 \times 13 \times 348} = \mathbf{2.06 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec : **St = 25 cm**

III-5-3-2) Sens Ly :

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd_y^2 f_{bc}} = \frac{1.899 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.008 < \mu = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = \mathbf{0.008} \quad \beta = \mathbf{0.996}$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{1.899 \times 10^3}{0.996 \times 12 \times 348} = \mathbf{0.45 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA10 = 3.14cm²** avec : **St =25 cm²**

➤ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd_s^2 f_{bc}} = \frac{5.38 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.026 < \mu = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.026 \longrightarrow \beta = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.38 \times 10^3}{0.987 \times 12 \times 348} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14cm²** avec : **St =25 cm²**

Résumé des résultats :

zone	sens	Mu(kn.m)	μ	β	A(cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	espacement
En travée	x-x	9.17	0.038	0.981	2.06	4HA10=3.14cm ²	25cm
	y-y	5.38	0.026	0.987	1.3	4HA10=3.14cm ²	25cm
Aux appuis	x-x	3.237	0.013	0.993	0.72	4HA10=3.14cm ²	25cm
	y-y	1.899	0.008	0.996	0.45	4HA10=3.14cm ²	25cm

N.B : le panneau de dalle est soumis à une charge concentrée, alors toutes les armatures seront prolongées et ancrées au niveau des appuis.

III-5-4) Vérification a L'ELU :

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

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \frac{3-a}{2} \quad ; \quad a = \frac{l_x}{l_y} = 0.8$$

Avec :

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0=0.0008$ par les aciers de HA, FeE400).

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3-0.8}{2} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2$

En travée : $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2$

❖ **Diamètre maximale des barres :**

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$

$$\Phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \xrightarrow{\text{condition vérifier}}$$

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales

❖ **Ecartement des barres : (Art A.8.2.42/ BAEL)**

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Direction la plus sollicitée : $St \leq \min(2h, 25\text{cm}) = \min(30, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

-Direction perpendiculaire : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Aux appuis : $St = 25\text{cm} \leq 25\text{cm} \longrightarrow$ **condition vérifier**

En travées : $St = 25\text{cm} \leq 25\text{cm} \longrightarrow$ **condition vérifier**

❖ **Vérification de non poinçonnement : (BAEL 99/Art-A-5-2-42)**

$$P_u \leq p_c = 0.045 \mu_c \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma}$$

Avec : $\mu_c = 2(u + v) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$.

$$P = 121.5 \text{ KN} \leq p_c = 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 1.5 \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

La condition est vérifiée, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

❖ **Contraintes tangentielles :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge ; on a $U = V$

$$T_{\max} = V_u = \frac{P_u}{2V+U} = \frac{P_u}{3V} = \frac{121.5}{3 \times 105} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.297 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.297 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifié.}$$

III-5-5) CALCUL à L'ELS : $\nu = 0,2$

III-5-5-1) Moments engendrés par le système de levage :

$$M_1 = 0.082 \quad \text{et} \quad M_2 = 0.048 \quad ; \quad P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = P_s \times (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.082 + 0.2 \times 0.048) = 8.244 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_s \times (M_2 + \nu M_1) = 90 \times (0.045 + 0.2 \times 0.082) = 5.526 \text{ KN.m}$$

III-5-5-2) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur; les moments sont donnés par les formules:

$$Q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Tableau de PIGEAUD : } \begin{cases} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases}$$

ce qui donne :

$$M_{x2} = \mu_s \times q_s \times l^2 = 0.0632 \times 4.75 \times (1.5)^2 = 0.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.710 \times 0.67 = 0.47 \text{ KN.m}$$

III-5-5-3) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.244 + 0.67 = \mathbf{8.914 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.526 + 0.47 = \mathbf{5.96 \text{ KN.m}}$$

✓ **Remarque :**

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0.85 en travée et -0.3 aux appuis.

➤ **En travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8.914 = \mathbf{7.57 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.96 = \mathbf{5.07 \text{ KN.m}}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3 \times 8.914 = \mathbf{2.67 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 5.96 = \mathbf{1.78 \text{ KN.m}}$$

III-5-6) Ferrailage de la dalle a L'ELS :**III-5-6-1) Sens Lx :**➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd_x^2 f_{bc}} = \frac{2.67 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.011} < \mu = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = \mathbf{0.011} \longrightarrow \beta = \mathbf{0.847}$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{2.67 \times 10^3}{0.847 \times 13 \times 348} = \mathbf{0.69 \text{ cm}^2} < 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd_x^2 f_{bc}} = \frac{7.57 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.031} < \mu = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.031 \longrightarrow \beta = 0.784$$

$$A_a = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.57 \times 10^3}{0.784 \times 13 \times 348} = 2.13 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-5-6-2) Sens L_y :

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d_y^2 f_{bc}} = \frac{1.78 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.008 < \mu = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.008 \longrightarrow \beta = 0.864$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{1.78 \times 10^3}{0.864 \times 12 \times 348} = 0.49 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_y^t}{b d_y^2 f_{bc}} = \frac{5.07 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.024 \longrightarrow \beta = 0.800$$

$$A_a = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.07 \times 10^3}{0.800 \times 12 \times 348} = 1.52 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-5-7) Vérification a L'ELS :

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

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

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

* Sens x-x :

➤ En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{9.17}{7.57} = 1.21$$

$$\mu_u = 0.018 \longrightarrow \alpha = 0.0227$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 > 0.0227 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3.237}{2.67} = 1.21$$

$$\mu_u = 0.018 \longrightarrow \alpha = 0.0227$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 > 0.0227 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

* Sens y-y :

➤ En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{5.38}{5.07} = 1.06$$

$$\mu_u = 0.038 \longrightarrow \alpha = 0.0485$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28 > 0.0485 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1.89}{1.78} = 1.06$$

$$\mu_u = 0.038 \longrightarrow \alpha = 0.0485$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28 > 0.0485 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL99/Artc A.4.5,32)**

La fissuration est peut préjudiciable, aucun vérification n'est nécessaire

❖ **Vérification de la flèche :**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre coté, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_X}{20 \times M_X} \quad \text{et} \quad \frac{A_X}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{9.17}{20 \times 9.17} = 0.05 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_X}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées a L'ELU sont justifiées, qui sont récapitulées comme suit :

Dans les deux sens (x-x et y-y) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } 4\text{HA}10 (3,14 \text{ cm}^2). \\ \text{Aux appuis : } 4\text{HA}10 (3,14 \text{ cm}^2). \end{array} \right.$$

III-6) Dalles pleines

III-6-1) Introduction : Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à une charge concentrée due au garde du corps et une charge uniformément répartie sur toute la surface « dalle pleine » qui engendre un moment « M_Q » dans la section d’encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml, et se fait en flexion simple.

III-6-2) Pré dimensionnement de la dalle pleine :

Largeur : 1.5m

$$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{1.5}{10} = 0.15m \quad \text{Avec } L : \text{ largeur du balcon.}$$

on adopte **ep = 15cm.**

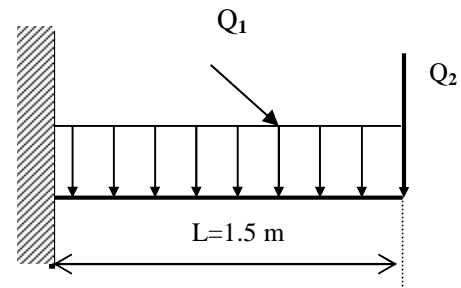


Fig.III-6-1) Schéma statique de calcul de la dalle pleine

Avec :

Q_1 : charge de la dalle.

Q_2 : charge du garde de corps.

III-6-3) Détermination des sollicitations :

❖ **Charges permanentes :**

<i>N°</i>	<i>Elément</i>	<i>Masse volumique</i>	<i>Epaisseur</i>	<i>Poids (KN /m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	22	0.02	0.44
03	Sable	18	0.03	0.54
04	Dalle pleine	25	0.15	3.75
05	Enduit de ciment	10	0.02	0.2
<i>G1=Gtotal</i>	5.37 KN / m²			

✓ **Garde de corps :**

G_2 = poids de l’enduit ciment x 2 +poids de la brique Creus

Enduit ciment : $0.2 \times 2 = 0.4KN/m^2$

Maçonnerie : $0.9 KN/ m^2$

$$G_2 = 1.3 KN/m^2$$

❖ Charges d'exploitation :

Charge d'exploitation de la dalle : $Q_d = 3.5 \text{ KN/m}$

III-6-4) Calcul à l'ELU :

La console est calculée en flexion simple avec une bande de 1m de largeur.

III-6-4-1) Combinaison de charges :

❖ Dalle pleine :

$$Q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5.37) + 1,5(3,5) = 12.49 \text{ KN/ml}$$

❖ Garde corps :

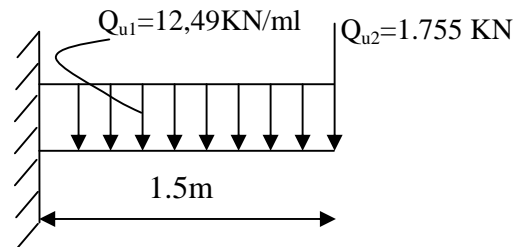
$$Q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 G_2 = 1,35 \times 1.3 = 1.755 \text{ KN/ml}$$

III-6-4-2) Le moment provoqué par la charge Q_U :

$$M_u = -Q_{u1} \frac{L^2}{2} - Q_{u2} xL$$

$$M_u = -\frac{12.49 \times 1.5^2}{2} - 1.755 \times 1.5 = -16.68 \text{ KN.m}$$

Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.



III-6-4-3) Effort tranchant :

$$V_u = Q_{u1} xL + Q_{u2}$$

$$V_u = 12.49 \times 1.5 + 1.755 = 20.49 \text{ KN}$$

III-6-5) Calcul de ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple

III-6-5-1) Armatures principales :

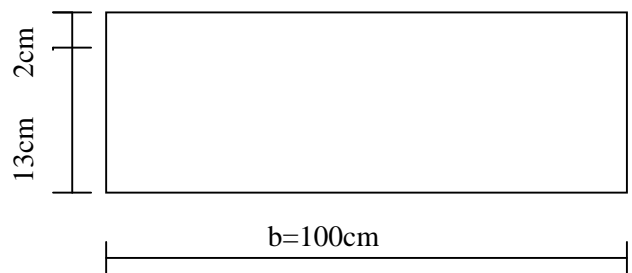
$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.68 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.07$$

$$\mu_b = 0.07 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.07 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.68 \times 1000}{0.964 \times 13 \times 348} = 3.82 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²** avec un espacement **S_t = 100/5 = 20cm**.



III-6-5-2) Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.82}{4} = 0.95 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement **S_t = 25cm**.

III-6-6) Vérifications à l'ELU :❖ **Condition de non fragilité :** (ART-A-4-2-1/BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Vérification de l'effort tranchant :** (ART- A-5-1-2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\{0,15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2.50 \text{ MPa} \quad \text{«Fissuration préjudiciable»}.$$

$$\tau_u = \frac{20.49 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.50 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis Article (A.5.1.3) :**

$$\bar{V}_u = 0.4 f_{c28} \times \frac{ab}{\gamma_b} = 0,4 \times 25 \times 10^3 \times \frac{0.117 \times 1}{1.5} = 866.67 \text{ KN}$$

$$V_u = 20.49 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 866.67 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{20.49 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188.4} = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum U_i = 5 \times 3,14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

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

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

❖ **Ancrage des barres aux appuis :**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec: $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{f28} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$.

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} \Rightarrow L_s = 42.3 \text{ cm}$$

$L_s = 42.3 \text{ cm} > S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow$ On prévoit des crochets.

Soit un crochet de longueur L_r :

$$L_r = 0.4L_s = 16.9 \text{ cm}$$

❖ **Espacement des barres :**

• **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min\{2h; 22\text{cm}\} = 22\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 22\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartitions :**

$$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-6-7) Calcul à l'ELS :

❖ **Combinaison de charge :**

$$Q_{s1} = G_1 + Q_d = 5.37 + 3.5 = 8.87 \text{ KN / ml}$$

$$Q_{s2} = G_2 = 1.3 \text{ KN / ml}$$

❖ **Calcul des moments :**

$$M_s = M_{Qs1} + M_{Qs2}$$

$$M_s = Q_{s1} \frac{L^2}{2} + Q_{s2} \times L = 8.87 \frac{1.5^2}{2} + 1.3 \times 1.5 = 11.93 \text{ KN.m}$$



Vérification des contraintes :

➤ **Acier :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})\right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{A_{st} \times 100}{b \times d} = \frac{5.65 \times 100}{100 \times 13} = 0.434 \rightarrow \beta = 0.8995$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.93 \times 10^3}{0.8995 \times 13 \times 5.65} = 180.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{180.57}{34.75} = 5.2 \text{ MPa}$$

$$\underline{\text{D'où :}} \quad \sigma_{bc} = 5.2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le balcon sera ferrillé comme suite :

5HA12 → **A=5,65cm²(armature principales)** → **st = 20cm/ml**

4HA8 → **A=2.01cm² (armature de répartition)** → **st =25cm/ml**

V-1) Introduction:

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- Du système porteurs «poteaux-poutres» formant portiques d'étages,
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou «gaines» présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Dans le règlement parasismique algérien RPA99 révisé 2003(Art3.4) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur :

- fiabilité.

-Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques aux quels nous allons attribuer «une inertie fictive».

IV-2) Inertie des voiles:

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins:

a) Les refends longitudinaux:

$$\left. \begin{array}{l} I_y = \frac{el^3}{12} \\ I_x = \frac{le^3}{12} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) Les refends transversaux:

$$I_x = \frac{el^3}{12}$$

$$I_y = \frac{le^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.

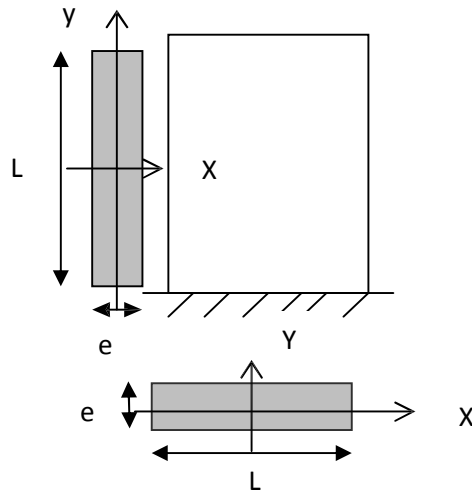


Fig. IV-1) Vue en plan et en coupe des refends

✓ Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée entre âmes des poteaux.

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent:

○ Tableau IV-1) Inertie des voiles transversaux :

Niveau		L(m)	E(m)	$I_x(m^4)$	nombre d'étages	$I_{ex} = \sum I_x(m^4)$
Du RDC jusqu'au 9 ^{ème} étages	VT1	3.95	0.2	1.03	10	4.36
	VT1	3.95	0.2	1.03		
	VT1	3.95	0.2	1.03		
	VT1	3.95	0.2	1.03		
	VT2	1.45	0.2	0.05		
	VT2	1.45	0.2	0.05		
	VT3	1.6	0.2	0.07		
	VT3	1.6	0.2	0.07		

○ **Tableau IV-2) Inertie des voiles longitudinaux :**

Niveau		L	e	I _Y	nombre d'étages	I _{ey} = $\sum I_y(m^4)$
De RDC jusqu'à 9 ^{ème} étages	VL1	1.20	0.2	0.03	10	0.652
	VL1	1.20	0.2	0.03		
	VL1	1.20	0.2	0.03		
	VL1	1.20	0.2	0.03		
	VL2	2	0.2	0.133		
	VL2	2	0.2	0.133		
	VL2	2	0.2	0.133		
	VL2	2	0.2	0.133		

IV-3) Interaction voiles-portiques:

A partir l'ouvrage d'Albert Fuentes «calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé», qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive ,il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher ,sous l'effet d'une série de forces horizontales égales a 1 tonnes ,par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à 1m², il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une «inertie fictive» puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

IV-3-1) Calcul de l'inertie fictive:

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Sigma \Delta_i}$$

Avec I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n.

f_i : Flèche du refend au même niveau n.

$\Sigma \Delta_i$: Déplacement du portique au niveau n

a) Calcul des flèches dans les refends:

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I=1\text{m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «Moment des aires».

La flèche que prendrait un refend au niveau «i» suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par:

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base: $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

Le tableau suivant donne les aires (S_i) et la position du centre de gravité (d_i) :

o Tableau IV-3) Calcul de la flèche :

Niveaux	h(m)	b _i (m)	b _{i+1} (m)	S _i (m ²)	d _i (m)	S _i ×d _i (m ³)	∑S _i ×d _i =EI <i>f_i</i>
09	3,06	3,06	0,00	4,68	2,04	9,55	40703,70
08	3,06	9,18	3,06	18,72	1,78	33,32	35192,92
07	3,06	18,36	9,18	42,14	1,70	71,64	29715,64
06	3,06	30,6	18,36	74,91	1,65	123,60	24328,99
05	3,06	45,9	30,6	117,04	1,63	190,77	19119,61
04	3,06	64,26	45,9	168,54	1,61	271,35	14201,20
03	3,06	85,68	64,26	229,41	1,60	367,06	9717,95
02	3,06	110,16	85,68	299,63	1,59	476,41	5818,22
01	3,06	137,7	110,16	379,22	1,58	599,16	2771,49
RDC	3,06	168,3	137,7	468,18	1,58	739,72	739,72

Nous aurons :

$$f_{RDC} = \frac{468,18 \times 1,58}{EI} = \frac{739,72}{EI}$$

$$f_1 = \frac{468,18 \times (1,58 + 3,06) + 379,22 \times 1,58}{EI} = \frac{2771,49}{EI}$$

$$f_2 = \frac{468,18 \times (1,58 + 3,06 + 3,06) + 379,22 \times (1,52 + 3,06) + 299,63 \times 1,59}{EI} = \frac{5818,22}{EI}$$

.

.

.

.

 f_9

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.

b) Calcul des déplacements des portiques:

❖ Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = E\psi_n \times h$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \Sigma K_{pot}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

❖ Le déplacement des portiques au niveau « i » :

$$\Delta_i = \sum_{n=1}^i \Delta_n$$

❖ La rotation d'un poteau encasté à la base au 1^{er} niveau:

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1} + 2 \sum K_{p1}}$$

❖ La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau:

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1}}$$

❖ La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{ptr}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \times h_n \text{ en (KN.m)}$$

T_n : est donnée par la (figure Fig.IV.4). T_n en (t).

C) Rigidités des portiques :

❖ Calcul des rigidités linéaires :

$$K_{ptr} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poutres } K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$$

$$K_{pot} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poteaux } K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$$

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

h_c, L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$\bar{h}_c = \min (h + 1/2 \text{epoteau}, h_0)$$

$$l_c = \min (l + 1/2h \text{ poutre}, l_0)$$

○ Tableau IV-4) : Rigidités des poteaux dans le sens transversal :

NIV	h_0 (m)	\bar{h} (m)	$e_p/2$ (m)	h_c	$I_p \times 10^{-4}$ (m ⁴)	$K_p \times 10^{-4}$ (m ⁴)
6,7,8,9 ^{eme} étages	3.06	2.61	0.2	2.81	21.33	7.59
3,4,5 ^{eme} étages	3.06	2.61	0.225	2.835	34.17	12.05
RDC,1,2 ^{eme}	3.06	2.61	0.25	2.86	52.08	18.20

○ Tableau IV-5): Rigidités des poteaux dans le sens longitudinal :

NIV	h_0	\bar{h}	$e_p/2$	h_c	$I_p \times 10^{-4}$	$K_p \times 10^{-4}$
6,7,8,9 ^{eme} étages	3,06	2.66	0.2	2.86	21.33	7.45
3,4,5 ^{eme} étages	3,06	2.66	0.225	2.885	34.17	11.84
RDC,1,2 ^{eme}	3,06	2.66	0.25	2.91	52.08	17.89

- Tableau IV-6) : Rigidités des poutres dans le sens transversal :

NIV	Travée	l_0 (m)	L (m)	$hp/2$ (m)	Lc (m)	$I_p \times 10^{-4}$ (m ⁴)	$K_p \times 10^{-4}$ (m ⁴)
RDC.1.2 eme étage	1-2	5	4.5	0.225	4.725	22.78	4.82
	2-3	4.4	3.9	0.225	4.125	22.78	5.52
	3-4	4.1	3.6	0.225	3.825	22.78	5.95
	4-5	5	4.5	0.225	4.725	22.78	4.82
3.4.5 eme étage	1-2	5	4.55	0.225	4.77	22.78	4.77
	2-3	4.4	3.95	0.225	4.17	22.78	5.46
	3-4	4.1	3.65	0.225	3.87	22.78	5.91
	4-5	5	4.55	0.225	4.77	22.78	4.77
6.7.8.9 eme étage	1-2	5	4.6	0.225	4.825	22.78	4.72
	2-3	4.4	4	0.225	4.225	22.78	5.39
	3-4	4.1	3.7	0.225	3.925	22.78	5.80
	4-5	5	4.6	0.225	4.825	22.78	4.72

○ Tableau IV-7) : Rigidités des poutres dans le sens longitudinal :

NIV	Travée	l0 (m)	L (m)	hp/2 (m)	Lc (m)	$I_p \times 10^{-4} (m^4)$	$K_p \times 10^{-4} (m^4)$
RDC.1.2 eme étage	A-B	2	1.5	0.2	1.70	16	9.41
	B-C	3.35	2.85	0.2	3.05	16	5.24
	C-D	3.35	2.85	0.2	3.05	16	5.24
	D-E	2	1.5	0.2	1.70	16	9.41
	E-F	4.5	4	0.2	4.20	16	3.80
	F-G	2	1.5	0.2	1.70	16	9.41
	G-H	3.35	2.85	0.2	3.05	16	5.24
	H-I	3.35	2.85	0.2	3.05	16	5.24
	I-J	2	1.5	0.2	1.70	16	9.41
3.4.5eme étage	A-B	2	1.55	0.2	1.75	16	9.14
	B-C	3.35	2.9	0.2	3.10	16	5.16
	C-D	3.35	2.9	0.2	3.10	16	5.16
	D-E	2	1.55	0.2	1.75	16	9.14
	E-F	4.5	4.05	0.2	4.25	16	3.76
	F-G	2	1.55	0.2	1.75	16	9.14
	G-H	3.35	2.90	0.2	3.10	16	5.16
	H-I	3.35	2.90	0.2	3.10	16	5.16
	I-J	2	1.55	0.2	1.75	16	9.14
6.7.8.9 eme étage	A-B	2	1.6	0.2	1.8	16	8.88
	B-C	3.35	2.95	0.2	3.15	16	5.07
	C-D	3.35	2.95	0.2	3.15	16	5.07
	D-E	2	1.6	0.2	1.8	16	8.88
	E-F	4.5	4.1	0.2	4.3	16	3.72
	F-G	2	1.6	0.2	1.8	16	8.88
	G-H	3.35	2.95	0.2	3.15	16	5.07
	H-I	3.35	2.95	0.2	3.15	16	5.07
	I-J	2	1.6	0.2	1.8	16	8.88

○ Tableau IV-8) Inertie fictive sens transversal :

<i>NIV</i>	<i>h</i>	<i>M_{n+1}</i>	<i>M_n</i>	$\Sigma K_{pot} \times 10^4$	$\Sigma K_{pout} \times 10^4$	<i>E_{Θn}</i>	<i>E_{ψn}</i>	<i>Δn</i>	<i>Δi</i>	<i>f_i(m)</i>	<i>I_{ei}(m⁴)</i>
9	3,06	0	3,06	312,9	219,12	5,82	136,88	418,86	6425,04	40703,70	6,34
8	3,06	3,06	6,12	318,78	168,54	22,69	155,50	475,84	5995,49	35192,92	5,87
7	3,06	6,12	9,18	318,78	168,54	37,82	170,63	609,00	5519,65	29715,64	5,38
6	3,06	9,18	12,24	318,78	168,54	52,95	185,76	568,44	4910,65	24328,99	4,95
5	3,06	12,24	15,3	506,1	170,94	67,13	199,83	611,49	4342,21	19119,61	4,40
4	3,06	15,3	18,36	506,1	170,94	82,05	214,75	657,14	3730,72	14201,20	3,81
3	3,06	18,36	21,42	506,1	170,94	96,96	229,67	702,78	3073,58	9717,95	3,16
2	3,06	21,42	24,48	764,4	172,54	110,84	243,48	745,04	2370,8	5818,22	2,45
1	3,06	24,48	27,54	764,4	172,54	125,62	258,26	790,27	1625,76	2771,49	1,70
RDC	3,06	27,54	30,6	764,4	172,54	140,40	273,04	835,49	835,49	739,72	0,89

○ Tableau IV-9) Inertie fictivesens longitudinal :

<i>NIV</i>	<i>h</i>	<i>M_{n+1}</i>	<i>M_n</i>	$\Sigma K_{pot} \times 10^4$	$\Sigma K_{pout} \times 10^4$	<i>E</i> Θ _n	<i>E</i> ψ _n	<i>Δn</i>	<i>Δi</i>	<i>f_i</i> (m)	<i>I_{ei}</i> (m ⁴)
9	3,06	0	3,06	312,9	219,12	5,82	83,95	256,89	3131,7	40703,70	13,00
8	3,06	3,06	6,12	312,9	219,12	17,46	92,10	281,82	2874,81	35192,92	12,24
7	3,06	6,12	9,18	312,9	219,12	29,09	100,25	306,76	2592,99	29715,64	11,46
6	3,06	9,18	12,24	312,9	219,12	40,73	108,40	331,70	2286,23	24328,99	10,64
5	3,06	12,24	15,3	497,28	224,16	51,19	101,44	310,40	1954,53	19119,61	9,78
4	3,06	15,3	18,36	497,28	224,16	62,57	106,57	326,10	1644,13	14201,20	8,64
3	3,06	18,36	21,42	497,28	224,16	73,94	111,70	341,79	1318,03	9717,95	7,37
2	3,06	21,42	24,48	751,38	229,12	83,47	102,95	315,03	976,24	5818,22	5,96
1	3,06	24,48	27,54	751,38	229,12	94,60	106,34	325,41	661,21	2771,49	4,19
RDC	3,06	27,54	30,6	751,38	229,12	105,73	109,74	335,80	335,80	739,72	2,20

d) Inerties moyennes des portiques:

○ Tableau IV-10) Inertie moyennes sens transversal :

NIVEAU	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
$I_{ey}(m^4)$	6.34	5.87	5.38	4.95	4.4	3.81	3.16	2.45	1.7	0.89
$I_{moy}(m^4)$	3.89									

○ Tableau IV-11) Inertie moyennes sens longitudinal:

NIVEAU	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
$I_{ex}(m^4)$	13	12.2	11.4	10.6	9.78	8.64	7.37	5.96	4.19	2.20
$I_{moy}(m^4)$	8.53									

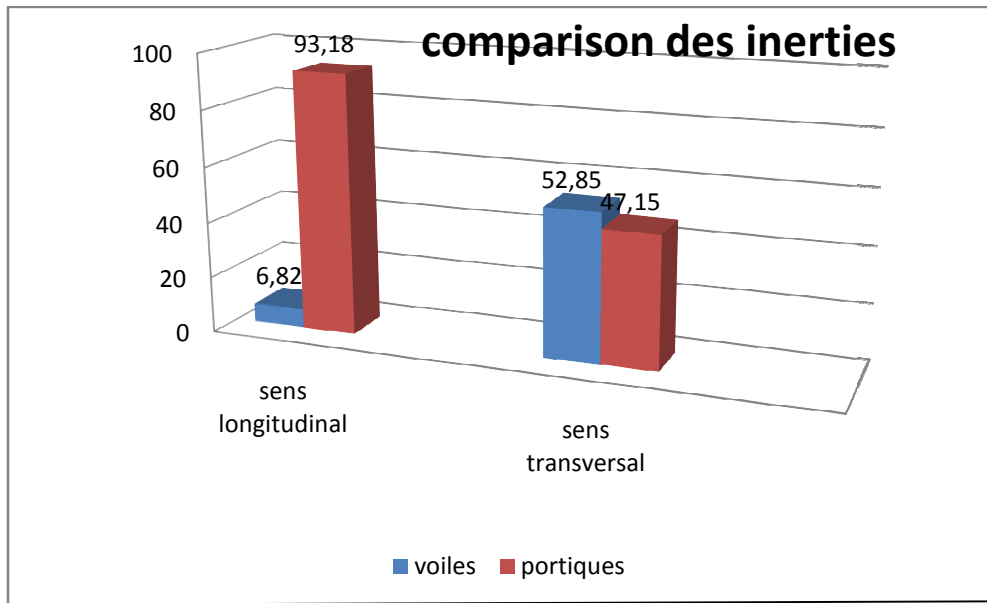
e) Comparaison des inerties des voiles et des portiques:

○ Tableau IV-12) pourcentage des inerties sens transversal:

	$I_{moy} (m^4)$	%de participation
Portiques	3.89	47.15%
Voile	4.36	52.85%
Somme	8.25	100%

○ Tableau IV-13) pourcentage des inerties sens longitudinal:

	$I_{moy} \text{ par niveau } (m^4)$	%de participation
Portiques	8.53	93.18%
Voile	0.625	6.82%
Somme	9.155	100%

**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus dans ce paragraphe, on dira que la structure possède un système de contreventement mixte.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement « mixte, assuré par des voiles et des portiques », les recommandations suivantes :

- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

V-1) Description du logiciel Robot-BAT :

Le logiciel Robot-Bat est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Cet effet permet en effet de créer des structures, les calculer tout en vérifiant les résultats obtenus et dimensionner leurs éléments spécifiques. La dernière étape gérée par ce logiciel est la création de la documentation pour la structure étudiée.

V-2) Caractéristiques principales du logiciel Robot :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

V-3) Manipulation du logiciel :**❖ Lancement du Programme Robot :**

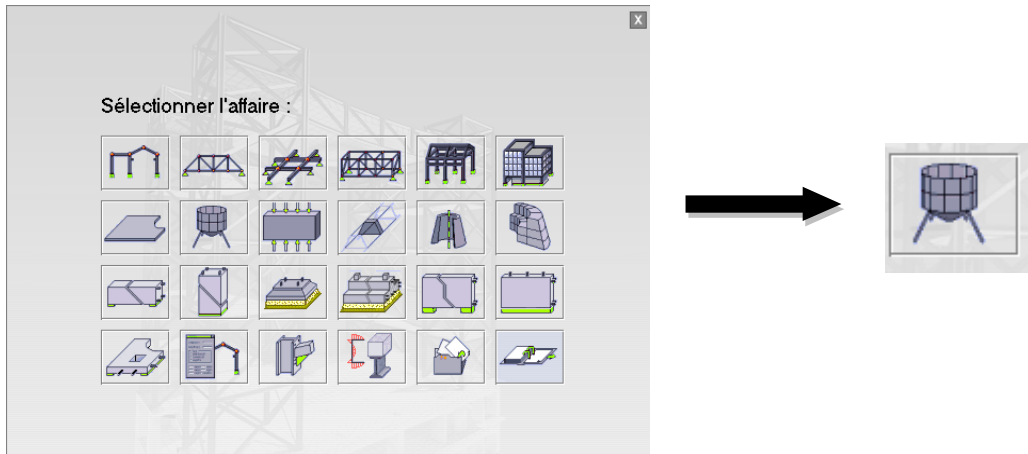
Lors de l'installation du logiciel Robot, le programme d'installation crée une icône sur le bureau de l'ordinateur qui est destiné à lancer le logiciel en effectuant un double clic, ou par un clic sur le bouton droit de la souris, puis clic sur « *ouvrir* » .

Ce qui donne l'écran de chargement suivant :

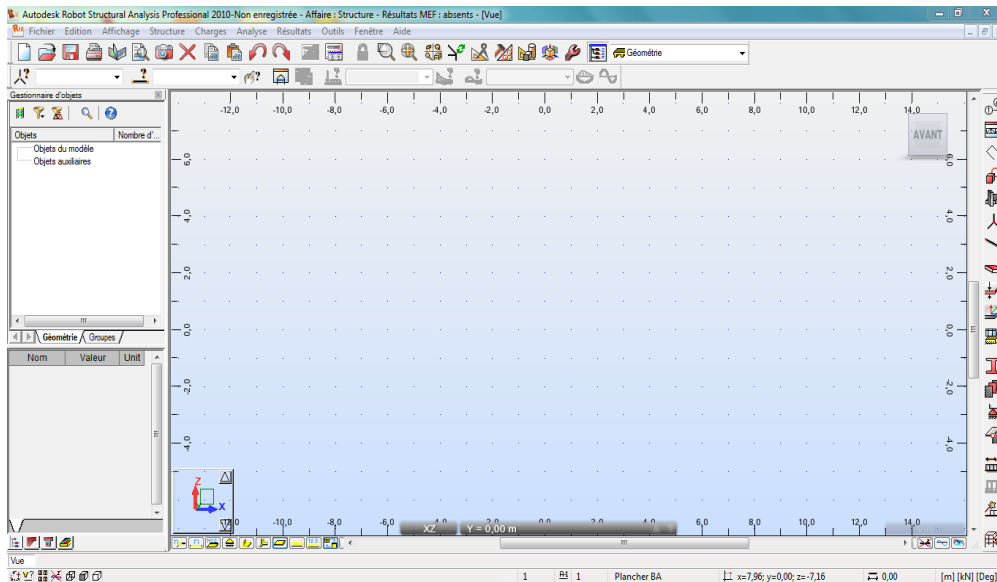
**❖ Choix du type de la structure :**

Après le lancement du programme Robot, la fenêtre ci-dessous s'affiche pour choisir le type de structure à étudier.

Dans notre cas on choisira le type « *Coque* » pour l'étude de notre structure





La nouvelle affaire s'affiche :



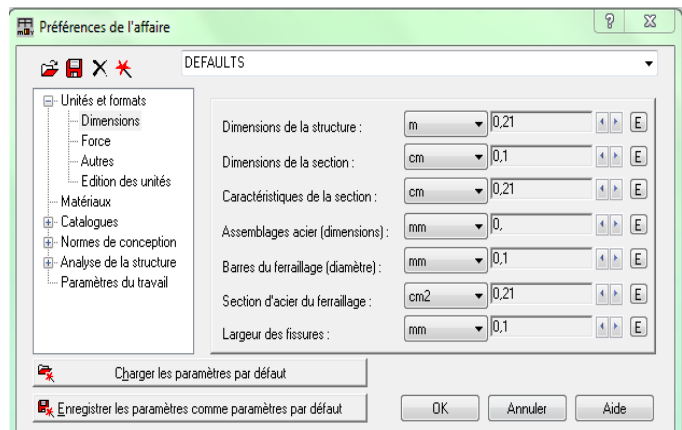
❖ *Configuration des préférences de l'affaire :*

Dans le menu « *outils* » on choisit « *préférences de l'affaire* »,

ou à partir de la barre d'outils ont clic

sur l'icône  puis sur  pour définir

les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.



- ✓ **Unités et formats :**
 - Dimensions : mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.
 - Force : mettez la Force (kN), le Moment (kN.m), et la Contrainte (kN/m²).
 - Autres : mettez le Déplacement (cm), les longueurs (m), Rotation (deg), Température (°C), Poids (kN) et la Masse (kg).
- ✓ **Matériaux :** mettez la Langue (Français), Acier (acier E24), Béton (béton 25), Aluminium (ALUM CHAUD) et Bois (CR_RESIN C18).
- ✓ **Normes de conceptions :** Pour une structure en acier et aluminium avec Assemblage acier (CM66), Structure en bois (CB71), Béton armé (BAEL91 mod.99, et Géotechnique (DTU 13.12).
 - Charges : Pondérations (BAEL91), Charges de neige et vent (NV65/N84mod.96), Charges sismique (RPA99 (2003)).
- ✓ **Analyse de la structure :** Cocher (liaisons rigides).
- ✓ **Paramètres du travail :** Dans type de maillage sélectionné (Normal).

Avant de cliquer sue OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

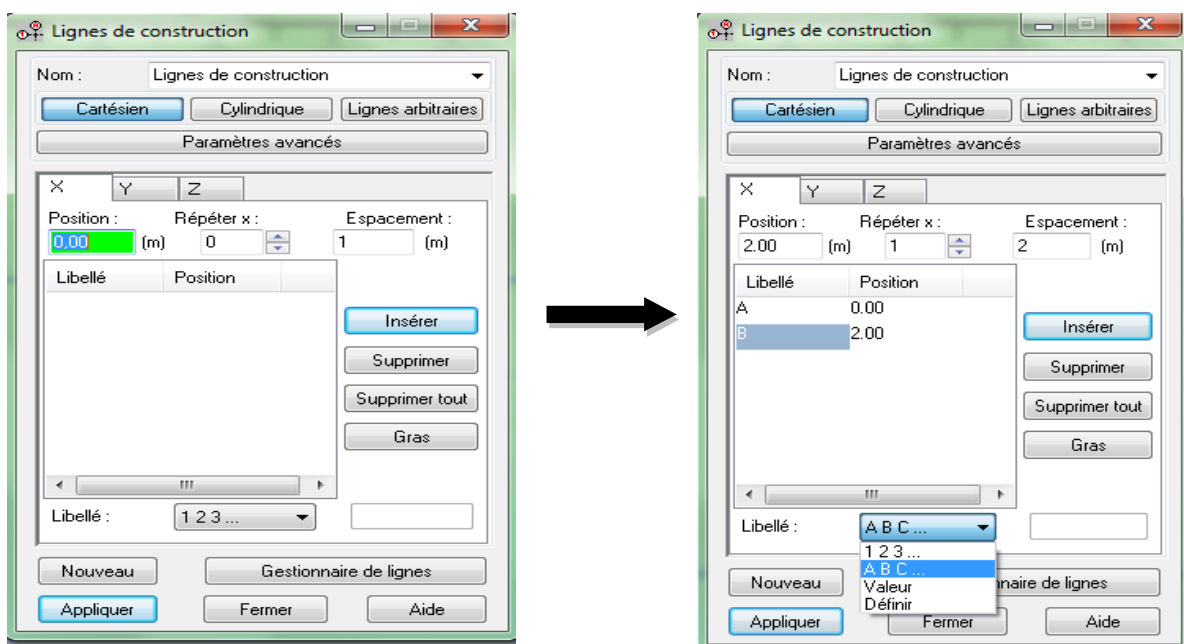
❖ **Lignes de construction :**

La commande qui sert à définir les lignes de construction est accessible par :Le menu déroulant « **Structure** » commande « **Lignes de construction** ».

Ou par la barre d'outils, icône



La boite de dialogue suivante s'affiche :




On commence par choisir l'axe des lignes de construction « *X, Y, Z* », puis on introduit les distance entre les lignes et leurs nombre de répétition, puis on clique sur « *insérer* ».

Avant de finir l'introduction des lignes de construction, on donne un nom au projet et le libellé des lignes selon chaque axe « *1 2 3 ; A B C ; ...* » puis on clique sur « *appliquer* ».

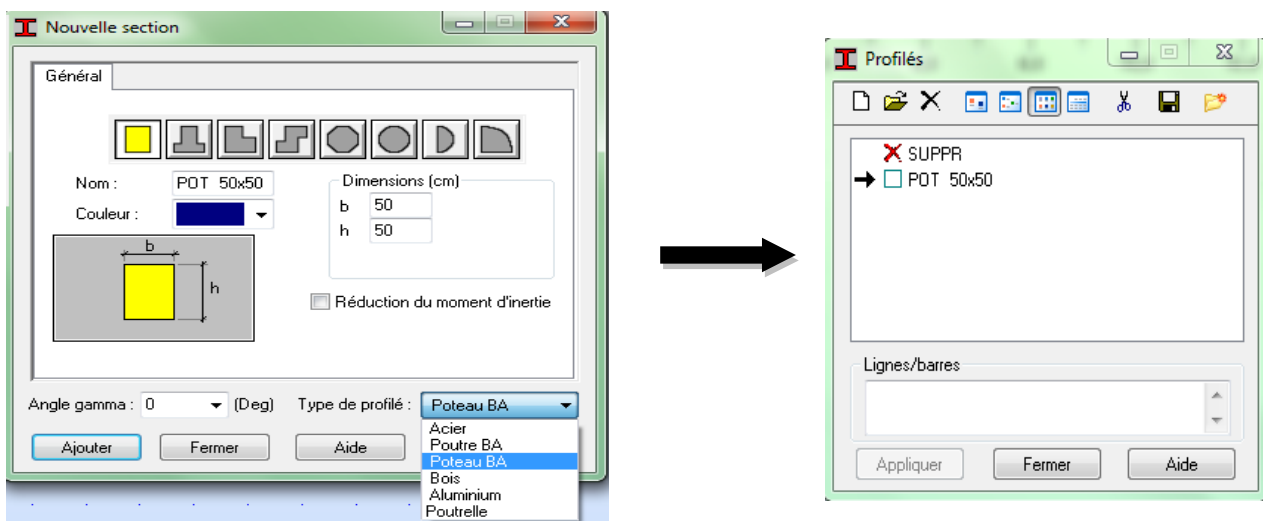
❖ *Définition des sections poteaux et poutres (Profilés des barres) :*

Cette étape nous permet de définir les différentes sections transversales des éléments barre qui existent dans la structure.

A partir du menu déroulant « *structure* », « *caractéristiques* » puis « *profilés des barres* », ou

bien en cliquant sur l'icône  dans la barre d'outils vertical a droite de l'écran.

Une boîte dialogue apparait, on clique sur « *Définir un nouveau profilé* », on choisit le type et la géométrie de notre profilé afin d'introduire ses dimensions.

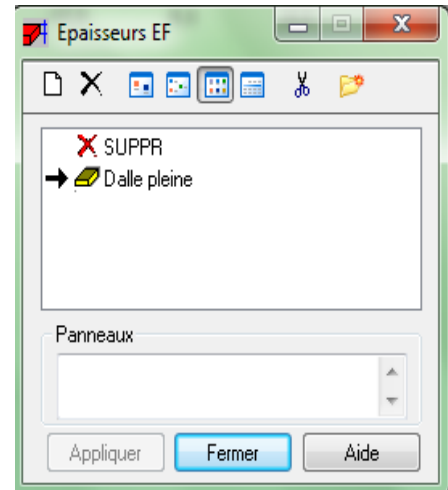
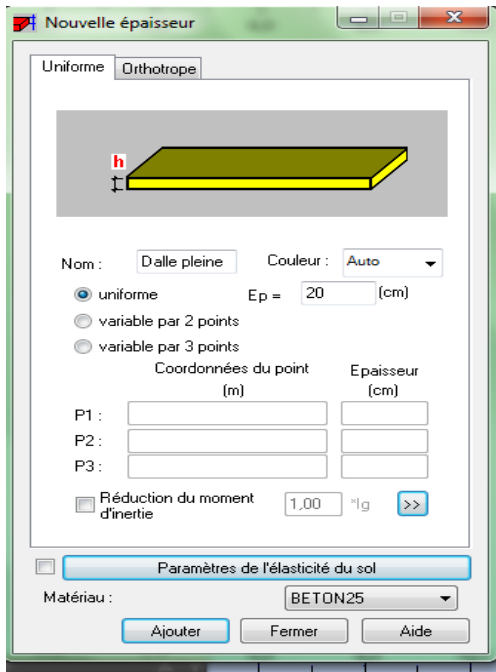


❖ *Définition des éléments panneaux :*

A partir du menu déroulant « *structure* », « *caractéristiques* » puis « *Épaisseur EF...* », ou bien en

cliquant sur l'icône  dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran.

Une boîte de dialogue apparait, après un clic sur « *définir nouvelle épaisseur* » et sur l'onglet « *Uniforme* » on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.



❖ *Affectation des éléments barre (Poteaux ; Poutres) :*

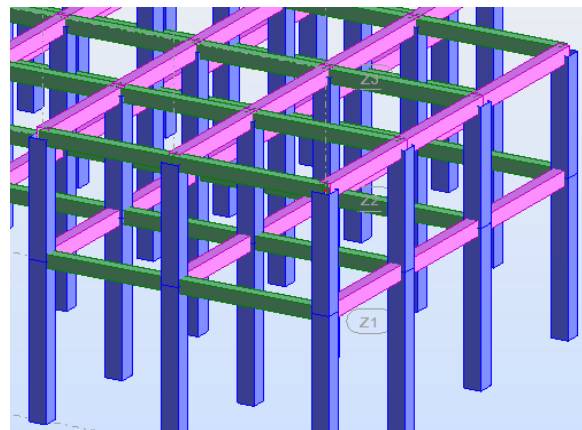
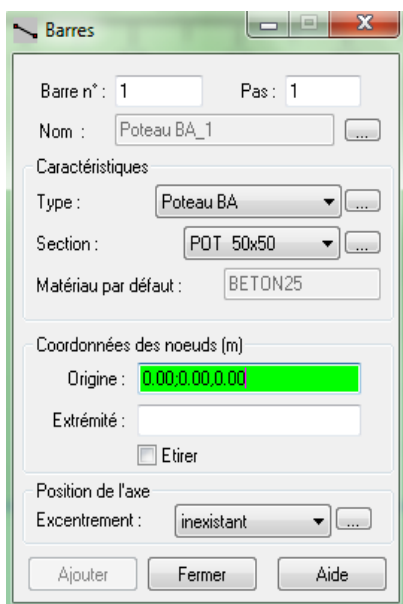
La commande est accessible :

- Par le menu déroulant « **Structures** », commande « **Barres** ».

Ou bien Par la barre d'outils, icône




Une boîte de dialogue s'affiche, On choisit l'élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.



❖ *Affectation des éléments surfaciques (Dalle pleine, Escalier, Voiles) :*

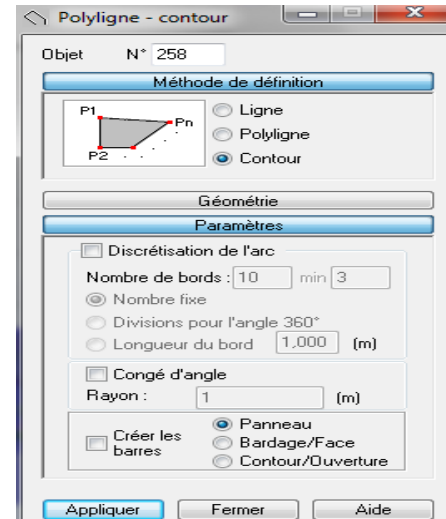
La commande Panneaux sert à définir les panneaux dans la structure, elle est accessible :

Par le menu déroulant « *Structures* », commande « *Panneaux* ».

Ou bien par la barre d'outils, icône 

Avant de modéliser les éléments surfaciques, on crée leurs lignes de construction. On doit, pour cela, définir les contours des éléments surfaciques. On clique sur l'icône

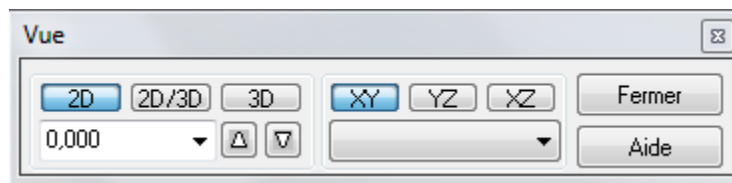
« *Poly ligne-contour* » et on coche la case « *Contour* » ainsi que la case « *Panneau* » du bouton « *Paramètres* ».




❖ *Encastrement de la structure :*

Afficher la structure en vue XY, on clique sur la case du repère et dans la boîte de dialogue

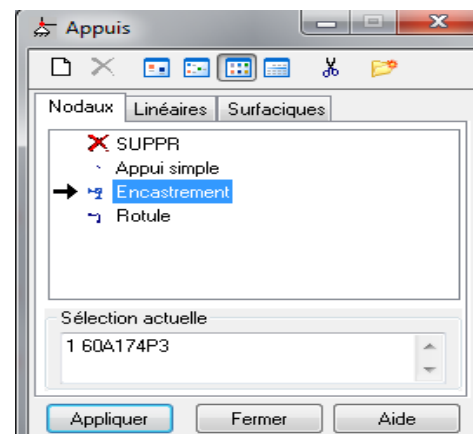
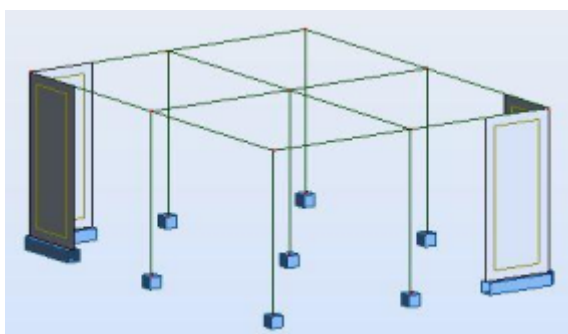
« *Vue* » qui apparait, on peut choisir de visualiser la structure en 2D.



Pour bloquer le mouvement des nœuds à la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « *Structure* », on choisit « *Appuis* ». Ou bien à partir de la barre d'outils, icône 

Dans la boîte de dialogue « *Appuis* », on clique sur l'onglet « *Nodaux* » puis sur « *Encastrement* ».

Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « *Linéaires* » puis sur « *Encastrement* ».



❖ *Définition des cas de charges :*

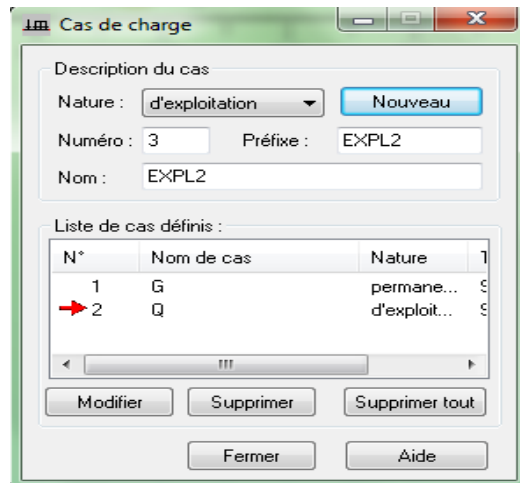
Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, Dans le menu « *Chargement* », « *Cas de charge* ». Ou Par la barre d'outils, icône



Une boite de dialogue s'affiche :

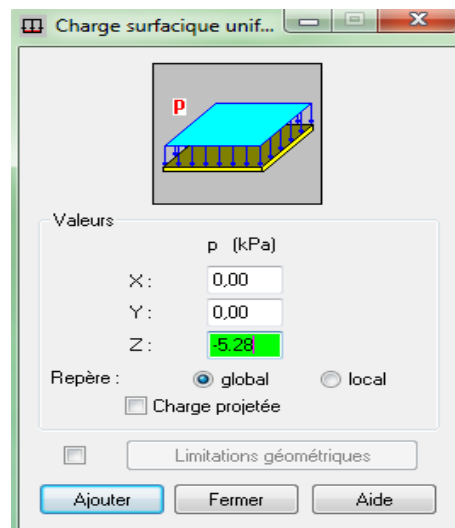
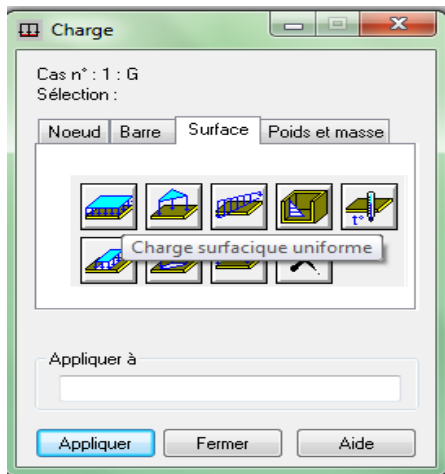
Afin de définir un nouveau cas de charge on effectue les opérations suivantes :

- La Nature du cas de charge
- Le Nom du cas de charge
- Cliquez sur le bouton Nouveau



❖ *Chargement de la structure :*

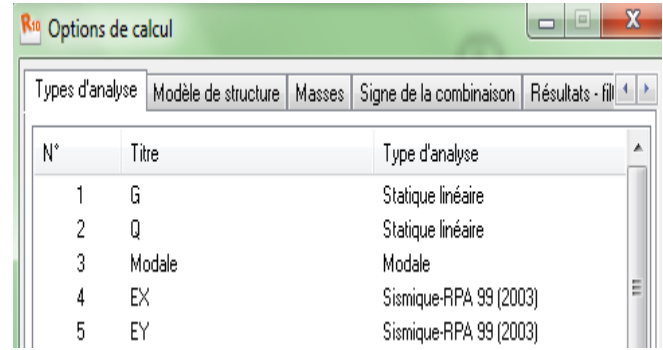
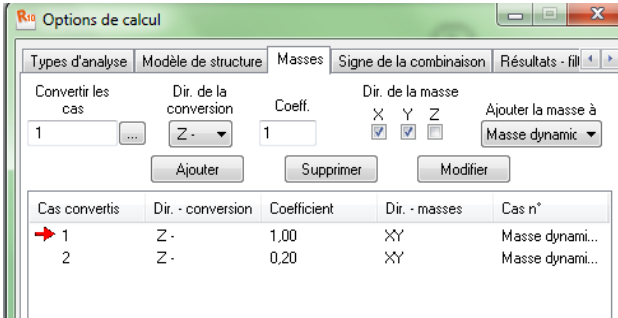
Pour charger la structure on choisit le type de charge *G* (permanente) ou *Q* (exploitation), puis on sélectionne dans le menu « *charge* », « *définir charges* », dans l'onglet « *surface* », on fait un clique sur « *charge surfacique uniforme* ».




Par le même raisonnement on introduit la charge d'exploitation *Q* puis on charge la structure.

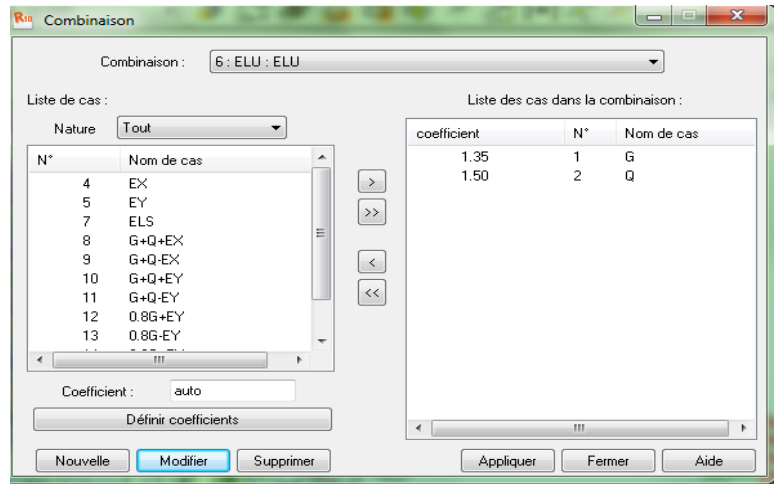
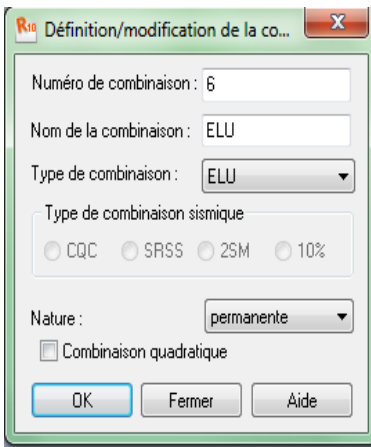
❖ *Création des types d'analyse :*

La création des trois types d'analyse « *Sismique Ex* », « *Sismique Ey* » et « *Modale* » est accessible depuis le menu déroulant « *Analyse* », puis « *type d'analyse* » :



❖ **Combinaison de charge :**

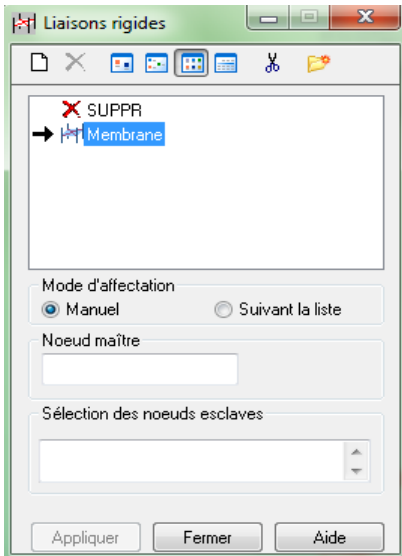
Dans le menu « **chargement** », « **combinaison manuel** », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche 



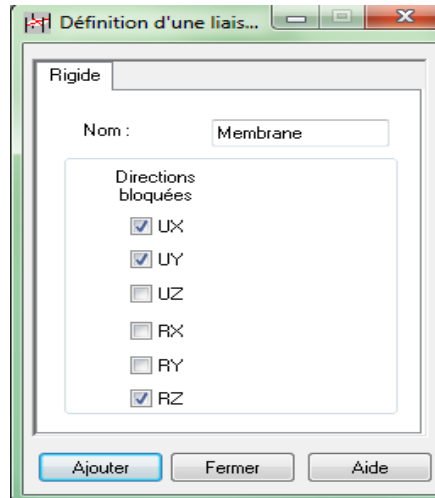
Pour faire une autre combinaison on clique sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

❖ **Liaisons rigides :**


Pour satisfaire l'hypothèse des planchers infiniment rigides il faut définir les liaisons rigides des planchers de tous les niveaux, et pour cela dans le menu déroulant « **structure** » on clique sur « **caractéristiques additionnelles** », puis sur « **liaisons rigides** ». Le logiciel nous donnera le tableau suivant :



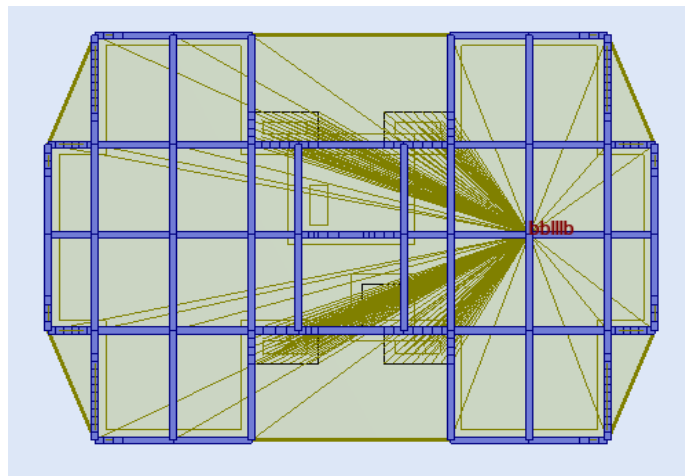
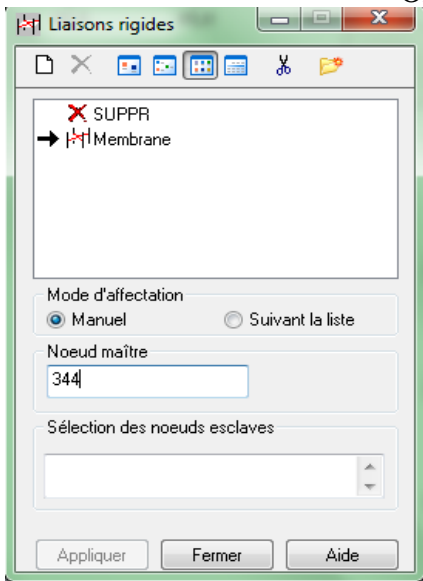
Puis on double clic sur « membrane » pour avoir :



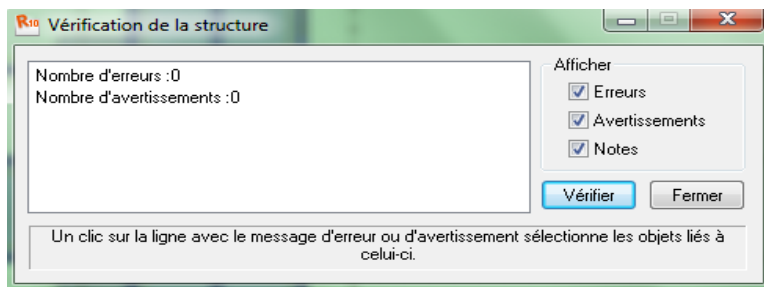
Enfin en coche la case **RZ** et on clique sur « *Ajouter* ».

Ensuite on affiche les numéros des nœuds à l'aide de l'icône  et on choisit le nœud maître qu'on introduit dans le tableau précédent.


On finit par sélectionner la structure et on clique sur « *appliquer* ».

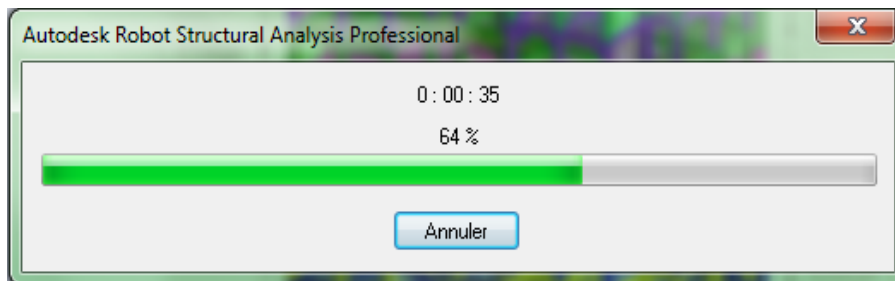


On répète cette opération pour tous les planchers de la structure puis on lance un analyse complète de la structure dans le menu « *analyse* », « *vérifier structure* ».



❖ *Calcul de la structure :*

Après vérification de la structure et si elle ne présente aucune erreur, on procède au calcul statique avec l'icône  ou à partir du menu déroulant « *Analyse* » puis « *Calculer* »



V-4) Choix de la méthode de calcul : (Art 4.1 RPA 99/ version 2003)

Le calcul des forces sismiques peut être fait suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente,
- par la méthode d'analyse modale spectrale,
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

V-4-1) Conditions d'application de la méthode statique équivalente (Art 4.1.2 RPA 99/ 2003)

Note bâtiment est un immeuble à usage d'habitation et commercial (groupe d'usage 2), d'une hauteur totale de **30,6 m**, implanter à Tizi-Ouzou (zone **IIa**)

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA99 révisée 2003 « Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. ».

On opte donc pour la méthode dynamique modale spectrale.

V-4-2) Méthode dynamique modale spectrale :**A) Principe de la méthode :**

Avec cette méthode, et pour chaque mode de vibration, on cherche le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de toute la structure.

B) Classification de l'ouvrage : Notre ouvrage est un bâtiment d'usage multiple avec une hauteur totale de :

$H = 30,6 \text{ m} < 48 \text{ m}$, qui est classé selon le RPA 99 / version 2003 dans le groupe d'usage 2.

C) Classification du site : (Art 3.3, RPA 99 / version 2003)

D'après les résultats des essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé, la structure à étudier est implantée sur un sol de catégorie **S3(Site meuble)** avec une contrainte admissible de $\sigma_{\text{sol}} = 2.00 \text{ bars}$ situé à une profondeur de **2m**.

D) Spectre de réponse de calcul : (Art 4.3.3, RPA 99 / version 2003)

Le spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements, de vitesse et d'accélération pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de fréquences propres.

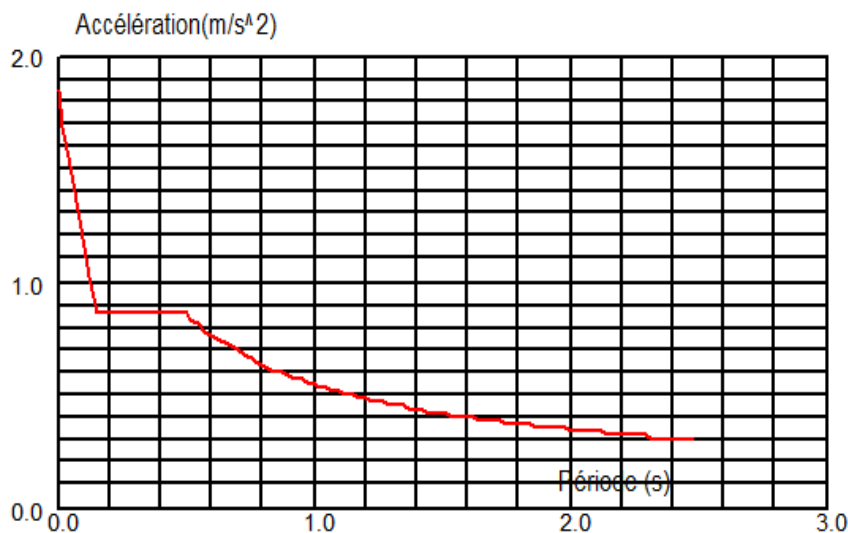


Tableau V-1 : Spectre de réponse.

V-5) Interprétation des résultats et vérification selon les exigences du RPA 99/ version 2003 :

V-5-1) Période fondamentale :

On clique sur le bouton droit de la souris et puis sur « tableau », on coche la case « mode propre » et les résultats concernant l'analyse modale s'affichent, pour afficher les valeurs maximales et minimales, on clique sur « Extrêmes globaux »

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	15,63	0,76	94,15	92,66	#ind#	70,85	70,47	#ind#	4191683,45	4191683,45	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	30	1	30	30	1	1	2	1	1	1	1
MIN	1,31	0,06	70,85	0,00	#ind#	0,00	0,00	#ind#	4191683,45	4191683,45	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	30	1	1	1	12	20	1	1	1	1

Tableau V-2 : Période analytique donnée par Robot.

Donc, ROBOT nous a donné les périodes et les modes de vibration pour la structure :

- La période maximale est de 0.76 s pour le 1^{er} mode de vibration et la période minimale est de 0.06 s pour le 30ème mode de vibration.
- La période critique imposée par le RPA version 2003 (Art 4.2.4) est comme suit :

$$T_c = C_T \times h_N^{(3/4)}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage .Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99).

Contreventement assuré partiellement au totalement par des voiles en BA $\implies C_T = 0.05$

D'où : $T_c = 0,05 \times 30,6^{(3/4)} = 0,65 \text{ s}$

« Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes Numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

(RPA99version 2003 ; art.4.2.4)

On doit vérifier que :

$$\frac{T}{T_c} \leq 1.3 \quad \text{avec T: la période donnée par ROBOT.}$$

$$\frac{T}{T_c} = \frac{0,76}{0,65} = 1,16 \leq 1.3 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V-5-2) Nombre de modes à considérer: (Art 4.3, 4 /RPA 99 version 2003) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans les deux directions Orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être telle que :

- ✓ La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum des modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérés.

❖ **Nota :**

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol.

Dans notre cas: N = 10

$$K \geq 3\sqrt{10} \quad \Longrightarrow \quad K \geq 9.48$$

V-5-3) Le déplacement inter étage :

Pour l’affichage des déplacements des nœuds, on coche dans « Tableau », la case « Déplacements des nœuds » puis on clique sur « ok ».

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	1,4	0,9	0,1	0,001	0,001	0,000
Noeud	14027	14244	382	14961	14738	5493
Cas	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	5	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
Mode			CQC			
MIN	-1,4	-0,8	-0,6	-0,001	-0,001	-0,000
Noeud	13907	14164	6036	5731	472	5423
Cas	9 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	6 (C)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
Mode						

Tableau V-3 : Les déplacements de la structure.

✓ **Remarque :**

Les déplacements d’une structure donnée par le logiciel doivent être multipliés par le coefficient de comportement R=5

D'après le (RPA 99 version 2003, art 5.10), le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

✓ **Dans notre cas:**

h_t RDC = 3.06m, le déplacement max est de 3.06 cm

h_t étage courant=3.06m, le déplacement max est de 3.06 cm

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ (Art 4.4.3 RPA99 version 2003)}$$

Note : les déplacements horizontaux de chaque niveau <K> de la structure sont calculés comme suite : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

R : Coefficient de comportement.

δ_K : Déplacement dû aux forces sismiques y compris l'effet de torsion.

Le déplacement de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant:

Niveau	Déplacement des niveaux		Déplacements relatifs (NIV)		Vérification $\Delta U < 1\% h_{\text{étage}}$.
	$U_{X_{\max}}$ (cm)	$U_{Y_{\max}}$ (cm)	ΔU_X (R) cm	ΔU_Y x(R) cm	
9	1,4	0,9	0.1	0.1	vérifiée
8	1,3	0,8	0.2	0.1	vérifiée
7	1,1	0,7	0.1	0.1	vérifiée
6	1	0,6	0.2	0.1	vérifiée
5	0,8	0,5	0.2	0.1	vérifiée
4	0,6	0,4	0.1	0.1	vérifiée
3	0,5	0,3	0.2	0.1	vérifiée
2	0,3	0,2	0.1	0.1	vérifiée
1	0,2	0,1	0.1	0.1	vérifiée
RDC	0,1	0	0.1	0	vérifiée

Tableau V-4 : Vérification des déplacements inter-étages.

V-5-4) Les excentricités :

V-5-4-1) Les excentricités théoriques:

Les excentricités théoriques (e_{x0} ; e_{y0}) données par ROBOT sont affichées dans le tableau suivant:

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]
1/ 1	Etage 1	227432,09	12,95 9,34 2,11	13,04 9,23 2,11	7492661,95	18276941,25	25302701,84	0,09	0,11
1/ 2	Etage 2	227432,09	12,95 9,34 5,17	13,04 9,23 5,17	7492661,95	18276941,27	25302701,86	0,09	0,11
1/ 3	Etage 3	227432,09	12,95 9,34 8,23	13,04 9,23 8,23	7492661,95	18276941,27	25302701,86	0,09	0,11
1/ 4	Etage 4	212162,01	12,95 9,35 11,3	13,05 9,23 11,3	6969843,73	17170395,48	23708497,84	0,10	0,12
1/ 5	Etage 5	212162,01	12,95 9,35 14,4	13,05 9,23 14,4	6969843,73	17170395,48	23708497,84	0,10	0,12
1/ 6	Etage 6	212162,01	12,95 9,35 17,4	13,05 9,23 17,4	6969843,73	17170395,48	23708497,84	0,10	0,12
1/ 7	Etage 7	198499,32	12,95 9,35 20,5	13,06 9,23 20,5	6501427,88	16179703,65	22282271,04	0,11	0,12
1/ 8	Etage 8	198499,32	12,95 9,35 23,6	13,06 9,23 23,6	6501427,88	16179703,65	22282271,04	0,11	0,12
1/ 9	Etage 9	198499,32	12,95 9,35 26,6	13,06 9,23 26,6	6501427,88	16179703,65	22282271,04	0,11	0,12
1/ 10	Etage 10	191303,31	12,95 9,26 29,7	12,95 9,23 29,7	6440104,32	16159168,73	22213187,61	0,00	0,03

Tableau V-5 : L'excentricité théorique.

V-5-4-2) Evaluation de l'excentricité accidentelle : (Art 4.2.7 du RPA99 version 2003)

Comme pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.



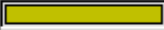







Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	1A411P10 421		25,90	18,50	1,30	0,93
2	Etage 2	2A412P10 488		25,90	18,50	1,30	0,93
3	Etage 3	3A413P10 555		25,90	18,50	1,30	0,93
4	Etage 4	4A414P10 622		25,90	18,50	1,30	0,93
5	Etage 5	5A415P10 689		25,90	18,50	1,30	0,93
6	Etage 6	6A416P10 756		25,90	18,50	1,30	0,93
7	Etage 7	7A417P10 823		25,90	18,50	1,30	0,93
8	Etage 8	8A418P10 890		25,90	18,50	1,30	0,93
9	Etage 9	9A419P10 957		25,90	18,50	1,30	0,93
10	Etage 10	10A420P10 10		25,90	18,50	1,30	0,93

Tableau V-6 : L'excentricités accidentelles.

On doit vérifier que : $e = \max(0.05L_{max} ; e_0)$

Avec e_0 : excentricité théorique

$e_x = \max(0.05 \times 25.9; 0.01) = 1.295 > 1.3 \implies$ Condition vérifié

$e_y = \max(0.05 \times 18.5; 0.13) = 0.925 > 0.93 \implies$ Condition vérifié

V-5-5) Vérification de la participation massique : (Art 4.3.4 du RPA99 version 2003)

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

Pour notre structure nous avons au 26 éme mode :

- ✓ $U_X = 91.64\% > 90\% \implies$ Condition vérifié
- ✓ $U_Y = 92.66\% > 90\% \implies$ Condition vérifié

V-5-6) Calcul de la force sismique à la base du bâtiment :

Le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base (**VD**) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (**V**).

La force sismique (effort tranchant) à la base du bâtiment est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_T$$

- ✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone ; donné par le tableau **4.1 RPA99** suivant la sismicité et le groupe d'usage de bâtiment.

Le bâtiment est implanté en zone **IIa** ; groupe d'usage **2** \implies **A = 0.15**

- ✓ **R** : coefficient de comportement global de la structure ; donné par le RPA99 (tableau 4.3) en fonction de contreventement \implies **R = 5**
- ✓ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, dépend du facteur de correction d'amortissement $n = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.816 > 0.7$

Dans notre cas $\xi = 8.5\%$ (construction mixte).

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

- ✓ T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tab 4.7), (RPA 99/ version 2003)
- $T_2 = 0.50\text{s}$ (Site 3)

V-5-6-1) Calcul de T :

❖ Sens X-X :

$$T_X = \min\left(C_T \times h_N^{3/4}; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{d_x}}\right) = \min\left(0.05 \times (30.6)^{3/4}; 0.09 \frac{30.6}{\sqrt{25.9}}\right) = \min(0.65\text{s}; 0.54\text{s})$$

h_N : hauteur jusqu'au dernière niveau.

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement.

d_x : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction xx

D'où: $T_X = 0.541 s$

On a : $T_2 = 0.5s \leq T = 0.541s \leq 3s$ donc : $D_X = 2.5n \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.93$

❖ **Sens Y-Y :**

$$T_Y = \min \left(C_T \times h_N^{3/4}; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{d_y}} \right) = \min (0.05 \times (30.6)^{3/4}; 0.09 \frac{30.6}{\sqrt{18.5}}) = \min (0.65s; 0.64s)$$

h_N : hauteur jusqu'au dernière niveau.

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement.

d_y : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction xx

D'où: $T_Y = 0.64 s$

On a : $T_2 = 0.5s \leq T = 0.64s \leq 3s$ donc : $D_Y = 2.5n \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,73$

V-5-6-2) Calcul de coefficient Q :

Q : facteur de qualité, donné par la formule suivante $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : pénalité à retenir selon le critère de qualité « q » et satisfait ou non.

Sa valeur est donné par le **RPA99 (Tableau 4.4)**, tel que:

A) Condition 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 $P_{x1} = 0.05$

Suivant y-y : Condition vérifiée. $P_{y1} = 0$

B) La redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

Suivant x-x : Condition non vérifiée $P_{x2} = 0.05$.

Suivant y-y : Condition vérifiée. $P_{y2} = 0$

C) 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.

Suivant x-x : Condition non vérifiée $P_{x3} = 0$

Suivant y-y : Condition non vérifiée. $P_{y3} = 0.05$

D) Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Suivant x-x : Condition vérifiée $P_{x4} = 0$

Suivant y-y : Condition vérifiée $P_{y4} = 0$

E) Contrôle de la qualité des matériaux : $P_5 = 0$

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

F) Contrôle de la qualité de l'exécution : $P_6 = 0$

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Tableau récapitulatif des conditions du facteur qualité Q :

	Sens X-X	Sens Y-Y
Critères à vérifier	P_q	P_q
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0
Redondance en plan	0.05	0
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
$Q = 1 + \sum_{1}^6 P_q$	1.1	1.05

V-5-6-3) LE POIDS TOTAL DE LA STRUCTURE « W_T »:

W_T : est égale à la somme des poids W_i calculé à chaque niveau (i)

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- ✓ W_{Gi} : poids du aux charges permanentes.
- ✓ W_{Qi} : Charge d'exploitation.
- ✓ β : Coefficient de pondération en fonction de la nature de la durée de la charge.
- ✓ $\beta = 0.2$ (bâtiment à usage d'habitation)

$$\checkmark W_T = 21038,95 \text{ KN}$$

V-5-6-4) CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE A LA BASE DU BATIMENT :

$$V_X = \frac{A \times Q \times D_X}{R} W_T = \frac{0.15 \times 1,1 \times 1,93}{5} (21038,95) = 1339,97 \text{ KN}$$

$$\checkmark 80\%V_X = 0.8 \times 1339,97 = 1071,97 \text{ KN}$$

$$V_Y = \frac{A \times Q \times D_Y}{R} W_T = \frac{0.15 \times 1,05 \times 1,73}{5} (21038,95) = 1146,52 \text{ KN}$$

$$\checkmark 80\%V_Y = 0.8 \times 1255,7 = 1004,56 \text{ KN}$$

❖ **Effort tranchant obtenu par la méthode dynamique:**

$$\checkmark V_{dx} = 1935,997 \text{ KN}$$

$$\checkmark V_{dy} = 2439,231 \text{ KN}$$

❖ **APPLICATION :**

$$\checkmark V_{dx} = 1935,997 \text{ KN} > 80\%V_X = 1339,97 \text{ KN} \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark V_{dy} = 2439,231 \text{ KN} > 80\%V_Y = 1146,52 \text{ KN} \implies \text{condition vérifiée}$$

✓ **Conclusion :**

Les résultantes des forces sismiques à la base (V_d) obtenu par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

VI-1) Ferrailage des poutres :**VI-1-1) Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables.

- ELU (1.35G+1.5Q)
- accidentelles (G+Q±E et 0.8G±E) et suivant les règles du RPA99.

Ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

VI-1-2) Recommandation du RPA 2003 :**VI-1-2-1) Armatures longitudinales :**

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% b.h.
 - **Poutres principales** : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$
 - **Poutres secondaires** : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- ❖ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est :
 - En zone courante 4% bh
 - En zone de recouvrement 6% bh
- ✓ **En zone courante :**
 - Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$
 - Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$
- ✓ **En zone de recouvrement :**
 - Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
 - Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- ❖ L'ancrage de l'armature longitudinale supérieure et inférieure dans les poutres de rive et d'angles doit être effectué avec des crochets à 90° .

VI-1-2-2) Armatures transversales :

- ❖ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t b$$

- ❖ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-1-3) Etapes de calcul de ferraillage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes.

Soit : A_{st} : La section d'armatures tendues

A_{sc} : La section d'armatures comprimées.

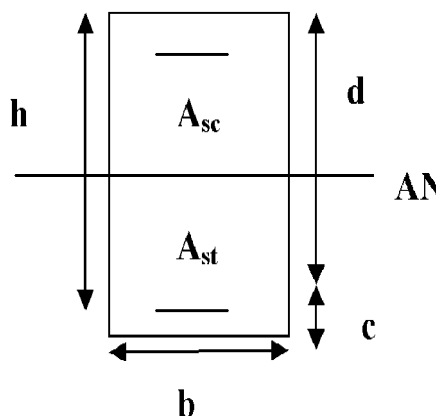
Avec : h : hauteur de la section du béton

b : largeur de la section du béton

d : hauteur utile ($d = h - c$)

❖ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$



Avec : M_u : moment de flexion supporté par la section

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ (SSA) ; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ et } \sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

Si $\mu \geq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$ (SDA) ; dans ce cas nous allons procéder comme suit :

Calcul de M_ℓ : $M_\ell = \mu_\ell \times b \times d^2 \times f_{bu}$ et $\Delta M = M_u - M_\ell$

Avec : M_u : moment sollicitant.

M_ℓ : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_\ell}{\beta_\ell \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \text{ (en traction)}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \text{ (en compression)}$$

- Tableau récapitulatif des contraintes selon les situations :

	γ_b	γ_s	θ	f_{c28} [MPa]	f_{bu} [MPa]	f_e [MPa]	σ_{st} [MPa]
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.73	400	400

✓ **Remarque :**

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferraillage, le calcul se fera pour la poutre la plus sollicitée dans chaque sens et les sections adoptées seront retenues pour toutes les autres poutres.

VI-1-4) Calcul à l'ELU :**A) Ferraillage des poutres principales :**

h= 45cm ;

b= 30 cm ;

d=42cm

poutre principale	Mu (kN.m)	μ	obs	β	A_{st} (cm ²)	A_{ad} (cm ²)	Ferraillage
En travée	80,40	0,106	S.S.A	0,944	5,82	6,03	3HA16
Aux appuis	119,79	0,160	S.S.A	0,912	8,98	9,11	3HA16+2HA14

Tableau récapitulatif du ferraillage des poutres principales.**B) Ferraillage des poutres secondaires :**

h= 45cm ;

b= 30 cm ;

d=37cm

Poutres secondaire	Mu (kN.m)	μ	obs	β	A_{st} (cm ²)	A_{ad} (cm ²)	Ferraillage
En travée	50,64	0,086	S.S.A	0,955	4,11	4,61	3HA14
Aux appuis	85,35	0,146	S.S.A	0,921	7,19	8,01	3HA14+3HA12

Tableau récapitulatif du ferraillage des poutres secondaires.**VI-1-5) Vérification à l'ELU:**❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

La section minimale des armatures longitudinales :

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

- **poutres principales :** $A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$

- **poutres secondaires:** $A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$

$A_{adp} > A_{min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA

❖ **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :(BAEL 91/Art A.5.1.211)**

✓ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$V_u \leq \frac{0.4 \times a \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : La longueur de l'appui : } a = 0.9d$$

• **Poutres principales :**

$$V_u = 188,48KN \leq \frac{0.4 \times 0.38 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 760KN \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Poutres secondaires:**

$$V_u = 85,89KN \leq \frac{0.4 \times 0.33 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 660KN \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que:

$$A_s \geq \left[|V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e} \quad ; \quad M_u : \text{étant pris avec son signe, généralement négatif}$$

• **Poutres principales :**

$$A_s \geq \left[|188,48| - \frac{119,81}{0.9 \times 42} \right] \times \frac{1.15}{400} = 0,53cm^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Poutres secondaires:**

$$A_s \geq \left[|85,89| - \frac{85,35}{0.9 \times 37} \right] \times \frac{1.15}{400} = 0,23cm^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_{se}} = \Psi \times f_{t28} \Rightarrow 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi ; \quad U_i: \text{Périmètre des barres.}$$

• **Poutres principales :**

$$3HA16 + 2HA14 \rightarrow \sum U_i = (3 \times 3.14 \times 16) + (2 \times 3.14 \times 14) = 238,64mm$$

$$\tau_{se} = \frac{188,48 \times 10^3}{0.9 \times 420 \times 238,64} = 2,08MPa < \overline{\tau_{se}} = 3.15MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Poutres secondaires:**

$$3HA14 + 3HA12 \rightarrow \sum U_i = (3 \times 3.14 \times 14) + (3 \times 3.14 \times 12) = 244,92mm$$

$$\tau_{se} = \frac{85,89 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 244,92} = 1,05 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A.5.1./BAEL 91 modifié 99)**

On doit vérifier que : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) \geq \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

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

- **Poutres principales :** $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{188,48 \times 10^3}{300 \times 420} = 1,49 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$
- **Poutres secondaires :** $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{85,89 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,77 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$

❖ **Calcul de la longueur de scellement droite des barres :**

Elle correspond à la longueur adhérente ou béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compressions demandées à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

- Pour les T16 : $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{cm}$
- Pour les T14 : $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{cm}$
- Pour les T12 : $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4L_s$, pour les aciers HA.

- Pour les $\Phi 16$: $L_a = 22,57 \text{cm}$.
- Pour les $\Phi 14$: $L_a = 19,75 \text{cm}$.
- Pour les $\Phi 12$: $L_a = 16,93 \text{cm}$.

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{cm}\right\}$$

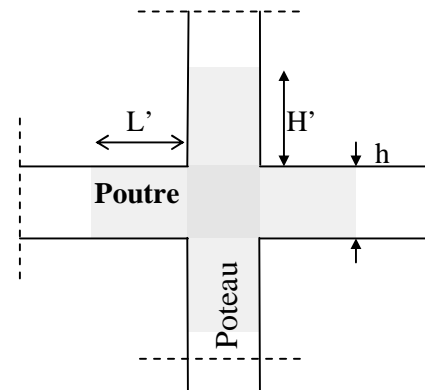
h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura :

$$H' = \max\{46; 30; 45; 60 \text{cm}\} = 60 \text{cm}$$



$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$: poutre principale.

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutre secondaire.

VI-1-6) Calcul des armatures transversales :

VI-1-6-1) Espacement des barres :

- **Poutres principales :**

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.4 ; 30\text{cm}\right) = 10\text{cm}$

Soit : $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$

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

- **Poutres secondaires :**

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2 ; 30\text{cm}\right) = 10\text{cm}$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$

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

VI-1-6-2) Diamètres des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right); \quad \phi_L \text{ est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage}$$

- **Poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right) = \min(12.86 ; 14 ; 30)$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira un cadre et un étrier en HA8 ; soit $A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Poutres secondaires :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right) = \min(11.42 ; 12 ; 30)$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira un cadre et un étrier en HA8 ; soit $A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

VI-1-6-3) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

On a: $A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

Soit: $A_{cal} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

VI-1-7) Vérification à l'ELS :

VI-1-7-1) Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considéré peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

VI-1-7-2) Etat limite de résistance du béton en compression :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{et : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

A_{st} : Armatures adoptées a l'ELU.

K_1 ; β_1 : sont tirés des tableaux en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$

❖ Vérification du ferrailage des poutres principales :

	M_s (KN.m)	A_{st} (cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
Aux appuis	64,79	9,11	0,723	0,876	25,32	193,30	7,63	15	C.V
En travées	12,79	6,03	0,472	0,896	33,08	56,36	1,70	15	C.V

❖ Vérification du ferrailage des poutres secondaires :

	M_s (KN.m)	A_{st} (cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
Aux appuis	47,99	8,29	0,746	0,875	25,00	178,80	7,15	15	C.V
En travées	18,51	4,61	0,418	0,901	35,50	120,44	3,39	15	C.V

VI-1-7-3) Etat limite de déformation :

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

On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

VI-1-8) Vérification de la flèche : (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99)

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite f .

- sens des poutres principales :

$$\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm} > f = 0.1 \text{ cm (La flèche tirée par le logiciel ROBOT)}$$

- sens des poutres secondaire :

$$\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm} > f = 0.1 \text{ cm (La flèche tirée par le logiciel ROBOT)}$$

Donc la flèche est est vérifiée.

VI-2) Ferrailage des poteaux :**VI-2-1) Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} BAEL 91$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} RPA 99/Version 2003$$

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$,
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$,
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$.

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

VI-2-2) Recommandations et exigences du RPA :**VI-2-2-1) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- ❖ Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8 \% \times b \times h$ en zone II.
- Poteaux (50x50) : $A_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$.
- Poteaux (45 x 45) : $A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$.
- Poteaux (40 x 40) : $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$.
- ❖ Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $4\% \times b \times h$ en zone II.
- Poteaux (50x50) : $A_{max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$.
- Poteaux (45 x 45) : $A_{max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$.
- Poteaux (40 x 40) : $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$.
- ❖ Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$ en zone II.
- Poteaux (50 x 50) : $A_{max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$.
- Poteaux (45 x 45) : $A_{max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$.
- Poteaux (40 x 40) : $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$.

- ❖ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ❖ La longueur minimale des recouvrements est de: 40 \emptyset en zone II.
- ❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

VI-2-2-2) Armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_t f_e}$$

T_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant Il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : Élanement géométrique de poteau $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{i}\right) \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h} \times 0,7L_0$

Avec : l_f : Longueur de flambement du poteau $l_f = 0,7L_0$

S_t : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

- Dans la zone nodale $S_t \leq \min(10\emptyset; 15 \text{ cm})$ en zone II
 - Dans la zone courante $S_t \leq \min(15\emptyset)$ en zone II
- \emptyset : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de **10** \emptyset minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **La quantité d'armatures transversales minimale :**

$\frac{A_t}{s_t \times b_1}$ en % est donnée comme suite :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

VI-2-3) Calcul des Armatures :

VI-2-3-1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Une section est partiellement comprimée si :

1er cas : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

N : Effort de compression ou de traction.

2ème cas : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

N : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Avec : $M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right)$

$$A_{st} = A_{st1} \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u ; A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

1^{er} cas : Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

2^{ème} cas : Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_l = 0.392$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec : $M_1 = \mu \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

VI-2-3-2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

C : Le centre de pression ce trouve entre les armatures

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

N : Effort de compression.

$$N_u(d - c) - M_f \geq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas : $N_u(d - c) - M_f > \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}} ;$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{ème} cas : $\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} < N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$

$$A_{sc1} = \frac{N - \psi bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\psi = \frac{0.351 + \frac{N(d-c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Niveau	Section	sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	h/2-c	Mf	Nature	Asup	Ainf	Amin RPA	Choix	As Adopte
I	Du RDC au 2eme étages	50×50	Nmax 0,8 G+E	2231,405	7,760	0,003	0,170	387,099	SEC	0	0	20	4HA20 + 4HA16	20.6
			Nmin G+Q+E	471,233	38,600	0,082	0,170	118,710	SEC	0	0			
			Mmax G+Q+E	489,198	85,410	0,175	0,170	168,574	SPC	0	2.28			
II	Du 3 eme au 5 eme étages	45×45	Nmax 0,8 G+E	1441,754	20,020	0,014	0,145	229,074	SEC	0	0	16,2	4HA20 + 4HA16	20,6
			Nmin G+Q+E	92,964	4,260	0,046	0,145	17,740	SEC	0	0			
			Mmax G+Q+E	280,977	80,550	0,287	0,145	121,292	SPC	0	1.84			
III	Du 6 eme au 9 eme étages	40×40	Nmax 0,8 G+E	768,187	20,040	0,026	0,120	112,222	SEC	0	0	12,8	4HA16 + 4HA14	14,2
			Nmin G+Q+E	71,279	23,070	0,324	0,120	31,623	SEC	0	0			
			Mmax G+Q+E	200,749	50,580	0,252	0,120	74,670	SPC	0	1.23			

Tableau VI-2-1 : Ferraillage des poteaux

VI-2-4) Vérification a L'ELU :**VI-2-4-1) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :**

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone II.
 - ✓ Poteaux (50 x 50) : $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.
 - ✓ Poteaux (45 x 45) : $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.
 - ✓ Poteaux (40 x 40) : $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\leq 25 \text{ cm}$.

VI-2-4-2) Les Armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_t f_e}$$

A) Diamètre des barres : (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99)

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.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

B) Espacement des armatures transversales :

✓ Dans la zone nodale $S_t \leq \min(10\phi ; 15 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \min(10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) = \min(12; 15 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}.$$

✓ Dans la zone courante $S_t \leq \min(15\phi)$.

$$S_t \leq \min(15 \phi) = \min(15 \times 1,2) \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Section des poteaux	T_u (KN)	b m	h_t cm	l_f m	S_t zone nodale (cm)	S_t zone courante (cm)	λ_g	ρ	A_{min} zone nodale (cm ²)	A_{min} zone courante (cm ²)	A_{ad} (cm ²)
50x50	104,98	0,50	50	2,142	10	15	14,84	2,5	1,31	1,96	2,01
45x45	63	0,45	45	2,142	10	15	16,48	2,5	0,87	1,31	2,01
40x40	50,36	0,40	40	2,142	10	15	18,55	2,5	0,78	1,18	2,01

❖ **Longueur d’ancrage : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221).**

- ✓ Pour le Ø20 ⇒ $L = 40\varnothing = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$
- ✓ Pour le Ø16 ⇒ $L = 40\varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$
- ✓ Pour le Ø14 ⇒ $L = 40\varnothing = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

Poteaux	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$	
50 x 50	$h' = \max(42.66; 50; 50; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
45 x45	$h' = \max(43.5; 45; 45; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
40 x 40	$h' = \max(44.33; 40; 40; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$

b_1 et h_1 : dimensions du poteau

h_e : Hauteur entre nu des poutres

Remarque :

Le cadre d’armature transversale doit être disposé à **5 cm** au plus du nu d’appui.

❖ **Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Poteaux	T_{\max}^u (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	τ_{bu} (MPa)	La condition
50 x 50	104,98	50	47	14,84	0.075	1.875	0,44	Condition vérifiée
45 x 45	63	45	42	16,48	0.075	1.875	0,33	Condition vérifiée
40 x 40	50,36	40	37	18,55	0.075	1.875	0,34	Condition vérifiée

Tableau VI-2-2 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

❖ **Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).**

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$; $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les ϕ_{20} : $L_s = 70,54 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{16} : $L_s = 56,43 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 L_s$, pour les aciers HA.

- Pour les ϕ_{20} : $L_a = 28,22 \text{ cm}$.
- Pour les ϕ_{16} : $L_a = 22,57 \text{ cm}$.
- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$.

VI-5) Vérifications à l'ELS :

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

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{adp} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times bdf_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant

Zone	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN.m)	es (m)	h/6 (m)	Nature	Amin (cm ²)	A adoptée	OBS
I	50×50	Nmax-Mcor	1621,13	5,6	0,003	0,083	SEC	4,534	20,60	OK
		Nmin-Mcor	253,921	3,57	0,014	0,083	SEC	5,069		OK
		Ncor-Mmax	1206,4	18,16	0,015	0,083	SEC	5,131		OK
II	45×45	Nmax-Mcor	1047,82	14,45	0,014	0,075	SEC	3,926	20,60	OK
		Nmin-Mcor	128,814	1,5	0,012	0,075	SEC	3,809		OK
		Ncor-Mmax	292,492	34,17	0,117	0,075	SPC	-0,675		OK
III	40×40	Nmax-Mcor	558,738	14,46	0,026	0,066	SEC	3,940	14,20	OK
		Nmin-Mcor	38,46	1,02	0,027	0,066	SEC	4,021		OK
		Ncor-Mmax	145,987	38,59	0,264	0,066	SPC	0,645		OK

Tableau VI-2-3: Vérification de la condition de non fragilité.

VI-2-6) Vérification des contraintes a l'ELS :

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 : $\sigma_s = 348$ Mpa

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15$ Mpa

Zone	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN.m)	$\sigma_{b\sup}$	$\sigma_{b\inf}$	$\overline{\sigma_b}$	OBS	$\sigma_{s\sup}$	$\sigma_{s\inf}$	$\overline{\sigma_s}$	OBS
I	50×50	Nmax-Mcor	1621,131	5,60	6,04	5,61	15	OK	90,2	84,6	348	OK
		Nmin-Mcor	253,921	3,57	1,05	0,78	15	OK	15,5	11,9	348	OK
		Ncor-Mmax	1206,398	18,16	5,04	3,63	15	OK	74,4	55,7	348	OK
II	45×45	Nmax-Mcor	1047,817	14,45	5,35	3,86	15	OK	78,8	59,4	348	OK
		Nmin-Mcor	128,814	1,50	0,64	0,49	15	OK	9,5	7,49	348	OK
		Ncor-Mmax	292,492	34,17	3,12	0	15	OK	42,9	0	348	OK
III	40×40	Nmax-Mcor	558,738	14,46	4,27	2,06	15	OK	61,5	33,3	348	OK
		Nmin-Mcor	38,46	1,02	0,3	0,14	15	OK	4,26	2,27	348	OK
		Ncor-Mmax	145,987	38,59	5,01	0	15	OK	61,4	0	348	OK

Tableau VI-2-4 : Vérification des contraintes a l'ELS

➤ **Conclusion :**

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm ²)	A adopté
RDC, 1,2 et 2 ^{eme}	50×50	4HA20+4HA16 = 20.60 cm ²
3, 4, 5	45×45	4HA20+4HA16 = 20,60 cm ²
6 , 7, 8, 9	40×40	4HA16+4HA14 = 14,2 cm ²

Tableau VI-2-5 : Ferrailage finale des poteaux.

VI-3) Ferrailage des voiles :**VI-3-1) Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir déterminé les efforts agissant sur les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailer nos voiles par zones :

- Zone I : RDC, 1, 2^{ème} étage.
- Zone II : 3^{ème} au 5^{ème} étage.
- Zone III : 6^{ème} au 9^{ème} étage.

VI-3-2) Ferrailage des voiles :

Méthode de ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d), elle consiste en détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M) en utilisant les formules suivantes :

❖ **Détermination des diagrammes des contraintes:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{B} : \text{section du béton.} \\ \mathbf{I} : \text{moment d'inertie du trumeau.} \\ \mathbf{V \text{ et } V'} : \text{bras de levier ;} \end{array} \right. \quad V = V' = \frac{L}{2}$$

Note : le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats de la modélisation.

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » données par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

h_e : Hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c \quad (\text{longueur tendue})$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{\min}}{L_t}$$

a-Section entièrement comprimée et entièrement tendus :

Section entièrement comprimée	entièrement tendus
$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$	$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$
$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \cdot e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \cdot e$

Avec : e : épaisseur de voile.

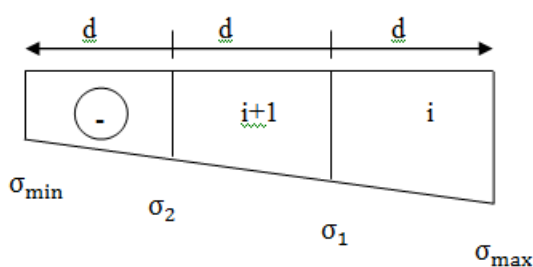


Figure VI-1 : diagramme d'une section entièrement tendus

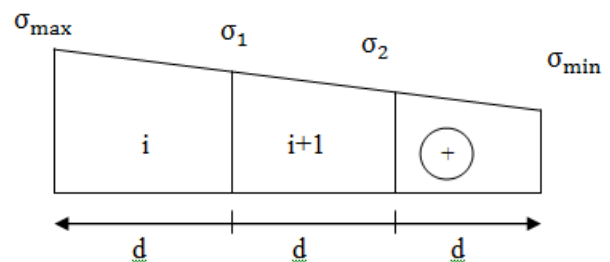


Figure VI-2 : diagramme d'une section entièrement comprimée

b-Section partiellement comprimée:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} d \cdot e \end{array} \right.$$

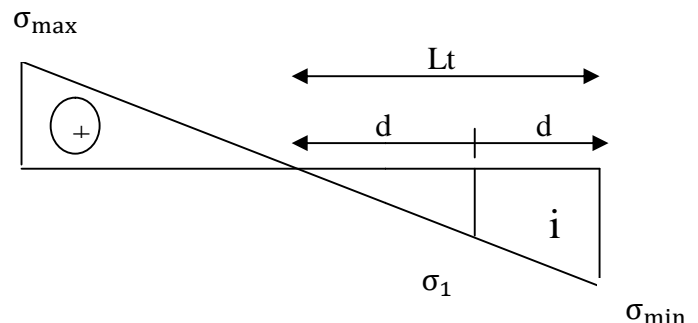


Figure VI-3 : Section partiellement comprimée

VI-3-3) Détermination des armatures :**VI-3-3-1) Pour une Section entièrement comprimée :**❖ **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{B}: \text{section de voile.} \\ \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

❖ **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

VI-3-3-2) Pour une section entièrement tendue :❖ **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa} \quad (\text{contrainte de l'acier})$$

❖ **Armature minimal :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

B : section du tronçon considéré

VI-3-3-3) Pour une section partiellement comprimée:❖ **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \quad (\text{contrainte de l'acier})$$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

Avec B : section du tronçon considéré

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

❖ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales

La section de ces armatures est :

$$\text{D'après le BEAL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0.15 \% \cdot B$$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées par (04) épingle au mètre carré.

• **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 L V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI-3-4) Les Potelets :

- ✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.
- ✓ La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2 de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10(RPA 99).

- ✓ Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadre horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- ✓ Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

VI-3-4-1) ferrailage minimal des potelets:

D'après le BEAL 91 : $A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e}$ (cm²)

D'après le RPA 2003 : $A_{\min} = 0.2 B$ (cm²)

Avec : B : section du béton.

❖ Disposition constructive :

• Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

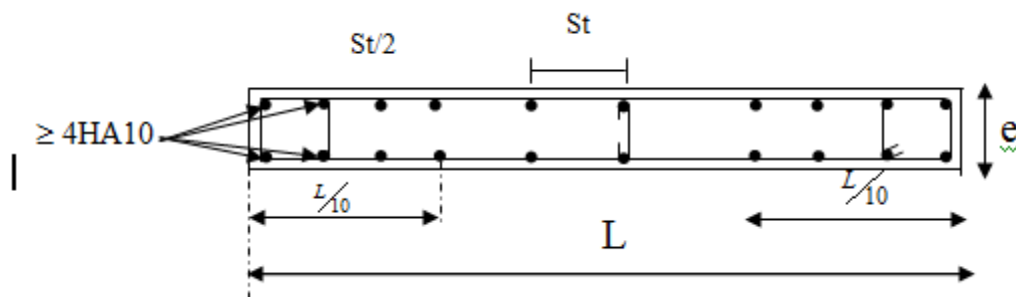


Fig VI-4 : disposition constructive

• Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• Diamètre maximal

➤ **Pourcentage minimal des armatures:**

$A_{\min} \geq 0.15 B$ dans la section du voile.

$A_{\min} \geq 0.10 B$ dans la zone courante.

➤ **Diamètre minimal des barres:** Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

VI-3-5) Vérifications :

❖ **Vérification à L'ELS**

○ **Contrainte dans le béton :**

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

○ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

✓ **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

✓ **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa} \quad (\text{BAEL 91})$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

VI-3-6) Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul le voile transversal **VT1** dans la zone I:

❖ **Caractéristique géométriques :**

$L=3,70 \text{ m}$; $e=0,2 \text{ m}$; $B=e \times L=0,74 \text{ m}^2$; $v = v' = 1,85 \text{ m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 4120 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -6120 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

⇒ La section est partiellement comprimée **SPC**

A) La largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 1,49 \text{ m}$$

B) La largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 3,7 - 1,49 = 2,21 \text{ m}$$

C) Calcul de la longueur d :

$$d = \frac{L_t}{2} = 1,105 \text{ m}$$

• **Espacement :**

zone courante $S \leq \min \{1,5e ; 30 \text{ cm}\} = 30$ soit $S_t = 20 \text{ cm}$

zone d'extrémité d; $D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

D) Calcul de la section d'acier

○ **1^{er} bande :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = 3060 \text{ KN/m}^2 \\ N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 1015 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 25,37 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{v1} = 25,37 \text{ cm}^2$

○ **2^{eme} bande :**

$$\sigma_1 = 3060 \text{ KN/m}^2$$

$$d_2 = 1,105 \text{ m et } e = 0,20 \text{ m}$$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = 338,33 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 8,46 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimal par bande tendue:**

Le pourcentage minimal exigé par le **RPA** pour chaque bande tendue est de 0.2

Par conséquent chaque maille (**d**) devrait être ferrillée avec une section d'armature supérieur à :

- **Bande 1** : $A_{\min} = 0.002 \times 110,5 \times 20 = 4,42 \text{ cm}^2$
- **Bande 2** : $A_{\min} = 0.002 \times 110,5 \times 20 = 4,42 \text{ cm}^2$

❖ **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1.4V$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 10,57 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 0,41 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature total :**

- **Bande 1** : $A_{totl} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 25,47 \text{ cm}^2$ **On adopte : 2x12HA14 = 36,94 cm²** avec espacement de 10 cm
- **Bande 2** : $A_{totl} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 8,56 \text{ cm}^2$ **On adopte : 2x8HA14 = 24,64 cm²** avec espacement de 20 cm

E) Vérifications à L'ELU:❖ **Pourcentage minimal dans le voile :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de

$$A_{\min} \geq \max \left(0,2 \% B; \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = 11,61 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures horizontales :**

$$A_H \geq \max \left(\frac{A_v}{4}, 0.15 \% B \right)$$

$$A_H \geq 9,24 \text{ cm}^2$$

$A_H = 9,24/2 \text{ cm}^2/\text{nappe}$ On adopte : **14HA12 = 15,83 cm²**

❖ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

On adopte **4HA8** (2,01 cm²) par m²

❖ **Pour les potelets :**

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

E) Vérification à l'ELS :

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

○ **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{10,57 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3700} = 0,015 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,15} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa}$$

(Fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = 0,015 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

○ **RPA 2003 :**

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 10,57 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3700} = 0,022 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,022 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

❖ **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{283,75 \times 10^3}{200 \times 3700 + 15 \times 36,94 \times 10^2} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Le calcul de ferrailage des voiles est résumé sur les tableaux suivant :

VT1						
	Zones	Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,7	3,725	3,75		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,74	0,745	0,75		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	4120	4520	5240		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6120	-6770	-7440		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	10,57	19,4	7,13		
	L _t (m)	2,21	2,23	2,20		
	L _c (m)	1,49	1,49	1,55		
	d (m)	1,106	1,117	1,100		
	σ_1 [KN/m ²]	3060,000	3385,000	3720,000		
	N (kN)	N ₁	1015,00	1134,15	1227,78	
		N ₂	338,333	378,050	409,259	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	25,37	28,35	30,69	
		A _{v2}	8,46	9,45	10,23	
	A _{vj} (cm ²)		0,41	0,75	0,27	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	25,48	28,54	30,76	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	8,56	9,64	10,30	
	A _{min} (cm ²)		11,61	11,73	11,55	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	36,94	36,94	36,94	
		Bande 2	24,64	24,64	24,64	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*12HA14	2*12HA14	2*12HA14
			Bande 2	2*8HA14	2*8HA14	2*8HA14
S _t (cm)		Bande1	10cm	10cm	10cm	
		Bande 2	20cm	20cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,63	6,70	6,60		
A _H /nappe (cm ²)		9,24	9,24	9,24		
Choix des barres/nappe (cm ²)		14HA12	14HA12	14HA12		
ep =20cm		(A=15,83cm ²)	(A=15,83cm ²)	(A=15,83cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,016	0,029	0,011	
		τ_b (MPa)	0,022	0,041	0,015	
	ELS	N _s (kN)	283,75	305,2	409,02	
		σ_b (MPa)	3,4E-01	3,6E-01	4,9E-01	

VT2						
	Zones	Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,2	1,225	1,25		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,24	0,245	0,25		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2780	2870	2970		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4180	-4130	-5880		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	5,11	3,75	7,7		
	L _t (m)	0,72	0,72	0,83		
	L _c (m)	0,48	0,50	0,42		
	d (m)	0,360	0,361	0,415		
	σ_1 [KN/m ²]	2090,000	2065,000	2940,000		
	N (kN)	N ₁	225,94	223,87	366,25	
		N ₂	75,312	74,624	122,085	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	5,65	5,60	9,16	
		A _{v2}	1,88	1,87	3,05	
	A _{vi} (cm ²)		0,20	0,14	0,30	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	5,70	5,63	9,23	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	1,93	1,90	3,13	
	A _{min} (cm ²)		3,78	3,79	4,36	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	15,39	15,39	15,39	
		Bande 2	9,23	9,23	9,23	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*5HA14	2*5HA15	2*5HA14
			Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14
S _t (cm)		Bande1	10cm	10cm	10cm	
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,16	2,17	2,49		
A _H /nappe (cm ²)		3,85	3,85	3,85		
Choix des barres/nappe (cm ²)		14HA12	14HA12	14HA12		
ep =20cm		(A=15,83cm ²)	(A=15,83cm ²)	(A=15,83cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,024	0,017	0,034	
		τ_b (MPa)	0,033	0,024	0,048	
	ELS	N _s (kN)	341,78	334,06	404,64	
		σ_b (MPa)	1,2E+00	1,2E+00	1,4E+00	

VT3						
	Zones	Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,35	1,375	1,4		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,27	0,275	0,28		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2460	2670	2940		
	σ_{min} [KN/m ²]	-3910	-4250	-6410		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	4,84	3,84	7,38		
	L _t (m)	0,83	0,84	0,96		
	L _c (m)	0,52	0,53	0,44		
	d (m)	0,414	0,422	0,480		
	σ_1 [KN/m ²]	1955,000	2125,000	3205,000		
	N (kN)	N ₁	243,00	269,18	461,42	
		N ₂	81,001	89,725	153,806	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6,08	6,73	11,54	
		A _{v2}	2,03	2,24	3,85	
	A _{vi} (cm ²)		0,19	0,15	0,28	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	6,12	6,77	11,61	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	2,07	2,28	3,92	
	A _{min} (cm ²)		4,35	4,43	5,04	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	15,39	15,39	15,39	
		Bande 2	12,31	12,31	12,31	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*5HA14	2*5HA14	2*5HA14
			Bande 2	2*4HA14	2*4HA14	2*4HA14
S _t (cm)		Bande1	10cm	10cm	10cm	
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,49	2,53	2,88		
A _H /nappe (cm ²)		3,85	3,85	3,85		
Choix des barres/nappe (cm ²)		14HA12	14HA12	14HA12		
ep =20cm		(A=15,83cm ²)	(A=15,83cm ²)	(A=15,83cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,020	0,016	0,029	
		τ_b (MPa)	0,028	0,022	0,041	
	ELS	N _s (kN)	303,18	371,54	421,77	
		σ_b (MPa)	9,7E-01	1,2E+00	1,3E+00	

VL1						
	Zones	Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1,025	1,05		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,2	0,205	0,21		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3260	3520	3580		
	σ_{min} [KN/m ²]	-4870	-4960	-6280		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	13,46	5,19	7,56		
	L _t (m)	0,60	0,60	0,67		
	L _c (m)	0,40	0,43	0,38		
	d (m)	0,300	0,300	0,334		
	σ_1 [KN/m ²]	2435,000	2480,000	3140,000		
	N (kN)	N ₁	218,79	223,02	314,99	
		N ₂	72,930	74,342	104,996	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	5,47	5,58	7,87	
		A _{v2}	1,82	1,86	2,62	
	A _{vi} (cm ²)		0,52	0,20	0,29	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	5,60	5,63	7,95	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	1,95	1,91	2,70	
	A _{min} (cm ²)		3,14	3,15	3,51	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	16,09	16,09	16,09	
		Bande 2	12,06	12,06	12,06	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*4HA16	2*4HA16	2*4HA16
			Bande 2	2*3HA16	2*3HA16	2*3HA16
S _t (cm)		Bande1	10cm	10cm	10cm	
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1,80	1,80	2,01		
A _H /nappe (cm ²)		4,02	4,02	4,02		
Choix des barres/nappe (cm ²)		14HA12	14HA12	14HA12		
ep =20cm		(A=15,83cm ²)	(A=15,83cm ²)	(A=15,83cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,075	0,028	0,040	
		τ_b (MPa)	0,105	0,039	0,056	
	ELS	N _s (kN)	452,66	406,51	391,07	
		σ_b (MPa)	1,9E+00	1,6E+00	1,6E+00	

VL2						
	Zones	Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,5	1,55	1,6		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,3	0,31	0,32		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1620	1690	1840		
	σ_{min} [KN/m ²]	-2030	-2660	-4760		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	24,7	24,27	19,03		
	L _t (m)	0,83	0,95	1,15		
	L _c (m)	0,67	0,60	0,45		
	d (m)	0,417	0,474	0,577		
	σ_1 [KN/m ²]	1015,000	1330,000	2380,000		
	N (kN)	N ₁	127,01	189,09	411,96	
		N ₂	42,338	63,030	137,319	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	3,18	4,73	10,30	
		A _{v2}	1,06	1,58	3,43	
	A _{vi} (cm ²)		0,95	0,93	0,73	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	3,41	4,96	10,48	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	1,30	1,81	3,62	
	A _{min} (cm ²)		4,38	4,98	6,06	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	18,47	18,47	18,47	
		Bande 2	9,23	9,23	9,23	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*6HA14	2*6HA14	2*6HA14
			Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14
S _t (cm)		Bande1	10cm	10cm	10cm	
		Bande 2	20cm	20cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,50	2,84	3,46		
A _H /nappe (cm ²)		4,62	4,62	4,62		
Choix des barres/nappe (cm ²)		14HA12	6HA12	6HA12		
ep =20cm		(A=15,08cm ²)	(A=15,83cm ²)	(A=15,83cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
contrainte	τ_u (MPa)	0,091	0,087	0,066		
	τ_b (MPa)	0,128	0,122	0,093		
ELS	N _s (kN)	195,96	131,31	356,08		
	σ_b (MPa)	5,7E-01	3,7E-01	9,8E-01		

VII-1) Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondations selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VII-2) Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol à une profondeur de 1.5 m.

a) Choix du type de fondation:

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;

- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol ;
On optera pour des fondations superficielles ;

b) Dimensionnement des semelles :

1. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple: $N_{ser} = 1621,131 \text{ KN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ $\Rightarrow B = 2,84 \text{ m}$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

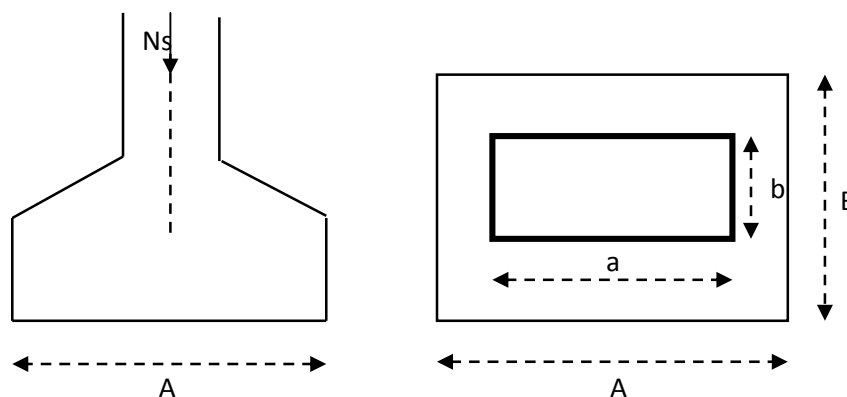


Fig VII-1) schéma d'une semelle isolée

2. Semelles filantes :

2-1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal) :

Tableau VII-1) la surface des voiles longitudinaux :

Voiles	N _S (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1x4	595,94	1,2	2,48	2,97
VL2x4	674,53	2	1,68	3,36
				Σ = 25,32

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal) :

Tableau VII-2) la surface des voiles transversaux :

Voiles	N _S (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1 x 4	605,84	3,95	0,76	3
VT2 x 2	630,93	1,45	2,17	3,14
VT3 x 2	656,69	1,6	2,05	3,28
				Σ = 24,84

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **S_v = 50,16 m².**

2-1) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

✓ Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ Etape de calcul :

_ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

- _ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- _ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{array}{l}
 \swarrow \\
 e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\
 \searrow \\
 e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}
 \end{array}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Tableau VII-3) résumé de calcul :

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité :

Poteaux	N _s	e _i	N _s x e _i	M _i
A	547,805	12,95	7094,07475	1,48
B	871,843	10,95	9546,68085	2,07
C	1253,59	7,6	9527,284	1,67
D	1281,671	4,25	5447,10175	1,43
E	1621,131	2,25	3647,54475	5,1
F	1601,734	-2,25	-3603,9015	-4,61
G	1285,712	-4,25	-5464,276	1,42
H	1254,296	-7,6	-9532,6496	1,67
I	871,701	-10,95	-9545,12595	-1,95
J	548,2	-12,95	-7099,19	-1,36
	R=11137,683		Σ =17,543	Σ =6,92

$$e = \frac{17,543 + 6,92}{11137,683} = 0,002 \text{ m}$$

On a :

$$e = 0,002 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{4,50}{6} = 0,75 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{11137,683}{26,4} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,002}{26,4}\right) = 422,07 \text{ KN/m}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{11137,683}{26,4} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,002}{26,4}\right) = 421,69 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{11137,683}{26,4} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,002}{26,4}\right) = 421,97 \text{ kN/m}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{421,97}{200} = 2,1m$$

On aura donc, $S = 2,1 \times 26,4 = 55,44 m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 55,44 \times 3 = 166,20 m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 166,2 + 50,16 = 216,36 m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 380,15 m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{216,36}{380,15} = 0,60$$

$$S_t > 50 \% S_{bat}$$

La surface des semelles représente 60% de la surface totale de la structure.

✓ **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII-3) Etude du radier :

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

Le radier présente les caractéristiques suivantes :

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

VII-3-1) Pré dimensionnement du radier :

Selon la condition d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins

$$h_{min} \geq 25 \text{ cm.}$$

Selon la condition forfaitaire : $\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$ avec : $L_{max} = 4,5 \text{ m.}$

$$\frac{450}{8} \leq h \leq \frac{450}{5} \Rightarrow 56.25 \text{ cm} \leq h \leq 90 \text{ cm}, \text{ On opte pour } h = 80 \text{ cm.}$$

1) Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{450}{20} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 25 \text{ cm.}$$

2) Nervure :**✓ La hauteur de la nervure :**

La hauteur de la nervure doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

✓ Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \text{ Ce qui nous conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée. $E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa.}$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,5\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,90 \text{ m}, \text{ On adopte pour : } h = 100 \text{ cm}$$

✓ La largeur de la nervure :

$$0,4 \times h_n \leq b_n \leq 0,7 \times h_n \Rightarrow 0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100$$

$$\Leftrightarrow 40 \leq b_n \leq 70, \text{ On opte pour : } b_n = 60 \text{ cm.}$$

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

- Hauteur des nervures: $h_n = 100 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure : $b_n = 60 \text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle : $h_d = 25 \text{ cm}$.

3) Le débord :

Détermination des efforts :

a) Combinaison d'actions :

à l'ELU:

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 60009,11 \text{ KN.}$$

à l'ELS:

$$N_s = G + Q = 42111,66 \text{ KN.}$$

b) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{60009,11}{2 \times 200} = 150,02 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{42111,66}{200} = 210,55 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 210,55 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 380,15 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 210,55 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 380,15 + 57,6 = 437,75 \text{ m}^2$

VII-3-2) Calcul des sollicitations à la base du radier :

➤ Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 437,75 \times 0,25 \times 25 = 2735,94 \text{ KN}$$

Poids des nervure:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$=0,6 \times (1-0,25) \times [(26,4 \times 10) + (20 \times 5)] \times 25 = 4095 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$\begin{aligned} P_{\text{TVO}} &= (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho \\ &= (437,75 - 214,5) \times (1 - 0,25) \times 17 = 2846,43 \text{ KN.} \end{aligned}$$

Poids de la dalle flottante:

$$\begin{aligned} P_{\text{dalle flottante}} &= S_{\text{rad}} \cdot e_p \cdot \rho_b \\ &= 437,75 \times 0,1 \times 25 = 1094,37 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$G_{\text{rad}} = 13142,12 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 5 \times 548 = 2740 \text{ KN}$$

Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 34197,95 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{sup}} = 22425,83 \text{ KN}$$

VII-3- 3) Combinaison d'actions:➤ **Etat Limite Ultime :**

$$N_{u_{\text{total}}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 79805,97 \text{ KN.}$$

➤ **Etat Limite de Service :**

$$N_{S_{\text{total}}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 56623,78 \text{ KN.}$$

VII-3-4) Vérifications :❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{79805,97 \times 1}{548} \times \frac{4,5}{2} = 327,67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{327,67 \times 1000}{1000 \times 225} = 1,45 \text{ MPa}$$

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

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

❖ **Vérification de la stabilité du radier :**

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,95 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,33 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{26,4 \times 19^3}{12} = 17600 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{19 \times 26,4^3}{12} = 30666,24 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

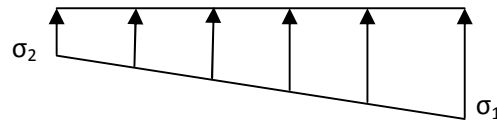


Fig. VII-2) : Diagramme des contraintes

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

➤ **Sens longitudinal :**

$M_x = 42346,57 + 1939,804 \times 1 = 44286,37 \text{ KN.m}$

✓ **A l'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{79805,97}{548} + \frac{44286,37}{30666,24} \times 12,95 = 164,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{79805,97}{548} - \frac{44286,37}{30666,24} \times 12,95 = 126,29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 164,33 + 126,29}{4} = 154,82 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 154,82 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

✓ **A l'ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{56623,78}{548} \pm \frac{44286,37}{30666,24} \times 12,95$$

$\sigma_1 = 122,02 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_2 = 84,62 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 122,02 + 84,62}{4} = 112,67 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 112,67 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

➤ **Sens transversal:**

$M_y = 53399,66 + 2439,885 \times 1 = 55839,54 \text{ KN.m}$

✓ **A l'ELU:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot X_G = \frac{79805,97}{548} \pm \frac{55839,54}{17600} \times 9,33$$

$\sigma_1 = 175,23 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_2 = 116,03 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 175,23 + 116,03}{4} = 160,43 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 160,43 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$**Condition vérifiée.**

✓ **A l'ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot X_G = \frac{56623,78}{548} \pm \frac{55839,54}{17600} \times 9,33$$

$$\sigma_1 = 132,92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 73,72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 132,92 + 73,72}{4} = 118,12 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 118,12 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$**condition vérifiée.**

➡ **Toutes les contraintes sont vérifiées.**

❖ **Vérification au poinçonnement :** (Art. A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

h : hauteur de la nervure égale à 1m

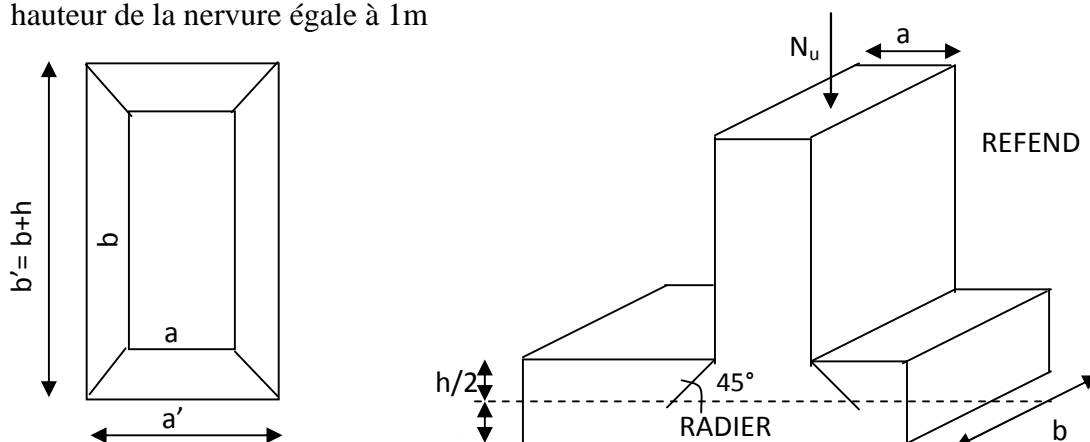


Fig. VII-3): Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c **Poteau (le poteau le plus sollicité) :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,50 + 0,50 + 2 \times 1) = 6m$$

$$N_u = 2244,945KN$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 6 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4500KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Voile (le voile le plus sollicité):

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 3,7 + 2 \times 1) = 11,80m$$

$$N_u = 1602,72KN$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 11,8 \times 25000}{1.5} = 8850KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique $\geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1.50m$)

$$P = 21055,83 \text{ KN} \geq 1.5 \times 437,75 \times 10 \times 1.50 = 9849,37 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

VII-3-5) Ferrailage du radier:**1) Ferrailage de la dalle:**

Le Ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumise à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et poteaux.

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

✓ **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

○ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,4}{4,5} = 0,98$$

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

○ **La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 160,43 \text{ KN/m}^2$$

○ **La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 118,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (160,43 - \frac{13142,12}{437,75}) \times 1 \text{ ml} = 136,44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (118,12 - \frac{13142,12}{437,75}) \times 1 \text{ ml} = 94,13 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Calcul a l'état limite ultime:**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0385 \\ \mu_y = 0,956 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$\begin{cases} M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_{0x} = 0,0385 \times 136,44 \times 4,4^2 = 102,75 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,978 \times 102,75 = 81,99 \text{ KNm} \end{cases}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,85: \text{ pour les moments en travées.} \\ 0,50: \text{ pour les moments sur appuis intermédiaires.} \\ 0,30: \text{ pour les moments sur appuis de rive.} \end{array} \right.$$

○ **Moments aux appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = (0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,5) \times 102,75 \Rightarrow M_{ax} = 51,37 \text{ KNm} \\ M_{ay} = (0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,5) \times 81,99 \Rightarrow M_{ay} = 40,99 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = (0,3) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,3) \times 102,75 \Rightarrow M_{ax} = 36,22 \text{ KNm} \\ M_{ay} = (0,3) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,3) \times 81,99 \Rightarrow M_{ay} = 24,60 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

○ **Moments en travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = (0,85) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85) \times 102,75 \Rightarrow M_{tx} = 87,33 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = (0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 81,99 \Rightarrow M_{ty} = 69,69 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Ferraillage suivant x-x :**

○ **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{51,37 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,074 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{51,37 \times 10^2}{0,962 \times 22 \times 34,8} = 6,97 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16 = 12,06 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

○ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{87,33 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,127 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,931$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{87,33 \times 10^2}{0,931 \times 22 \times 34,8} = 12,25 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA20 = 18,85 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

❖ **Ferraillage suivant y-y :**○ **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{40,99 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,060 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{40,99 \times 10^2}{0,969 \times 22 \times 34,8} = 5,52 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16 = 12,06 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

○ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{69,69 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,101 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,946$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{69,69 \times 10^2}{0,946 \times 22 \times 34,8} = 9,44 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA20 = 18,85 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier :**Tableau VII-1) ferraillage des portées :**

	Sens X-X	Sens Y-Y
Armatures aux appuis	6HA16/ml	6HA16/ml
Armatures en travée	6HA20/ml	6HA20/ml

➤ **Vérification à l'état limite ultime :**❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$\text{❖ } A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - L_x/L_y}{2} \text{ Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$\text{❖ } A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 25 \times \frac{3 - 4,4/4,4}{2} = 2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

○ **Sens X-X :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

- $S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$
- **Sens Y-Y:**
 $S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$
 $S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$

➤ **Vérifications l'état limite de service :**

Moment isostatique :

$$\begin{cases} M_{0-x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \\ M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} \end{cases}$$

On aura donc :
$$\begin{cases} M_{0x} = 0,0519 \times 94,13 \times 4,1^2 = 82,12 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,861 \times 82,12 = 70,70 \text{ KNm} \end{cases}$$

○ **Moments aux appuis :**

$$\begin{cases} M_{ax} = (0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,5) \times 82,12 \Rightarrow M_{ax} = 41,06 \text{ KNm} \\ M_{ay} = (0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,5) \times 70,70 \Rightarrow M_{ay} = 35,35 \text{ KNm} \end{cases}$$

○ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = (0,85) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85) \times 82,12 \Rightarrow M_{tx} = 69,80 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = (0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 70,70 \Rightarrow M_{ty} = 60,09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens	désignation	Moment a l'ELS	As a l'ELS	As adopte a l'ELU	Obs	Ferrailage
X-X	Appuis	41,06	5,53	12,06	CV	6HA16
	Travée	69,80	9,63	18,85	CV	6HA20
Y-Y	Appuis	35,35	4,79	12,06	CV	6HA16
	Travée	60,09	8,22	18,85	CV	6HA20

Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x) :

Aux appuis : $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$

En travée : $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 18,85}{100 \times 22} = 0,856 \rightarrow \beta_1 = 0,868 \quad \alpha_1 = 0,396$$

$$K_1 = 22,88$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{22,88} = 0,044$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{69,80 \times 10^6}{0,868 \times 220 \times 1805} = 202,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{ST} = 0,044 \times 202,5 = 8,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^- = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,91 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastree dans le radier de longueur $L = 50\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

2-1) Sollicitations de calculs :

A l'ELU:

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-136,44 \times 0,50^2}{2} = -17,05 \text{ KN.m}$$

A l'ELS:

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-94,13 \times 0,50^2}{2} = -11,76 \text{ KN.m}$$

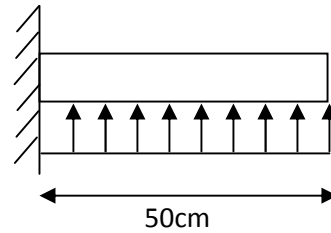


Fig. VII -4) Schéma statique du débord

2-2) Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 22 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17,05 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,024 \rightarrow \beta_u = 0,988$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,05 \times 10^2}{0,988 \times 22 \times 34,8} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4,62}{4} = 1,155 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

2-3) Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22 \times 2,1}{400} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2-4) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17,05}{11,76} = 1,44$$

$$\mu = 0,017 \rightarrow \alpha = 0,0214$$

$$\alpha = 0,0214 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

On opte le même ferrailage que la dalle.

3) Ferrailage des nervures :

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

❖ **Diagramme des sollicitations :**

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Robot » sont les suivant :

• **Sens longitudinale « X-X » :**

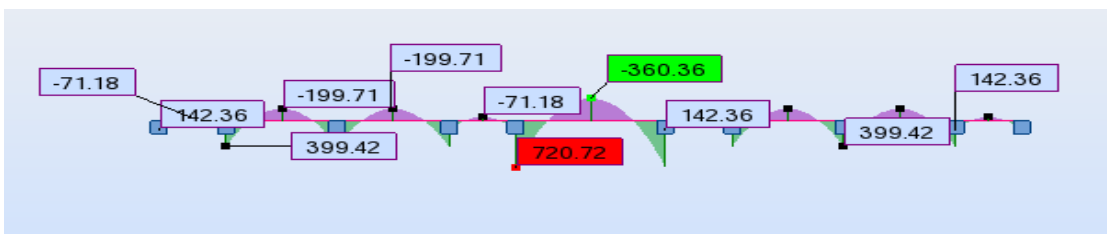


Fig. VII-5) : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.

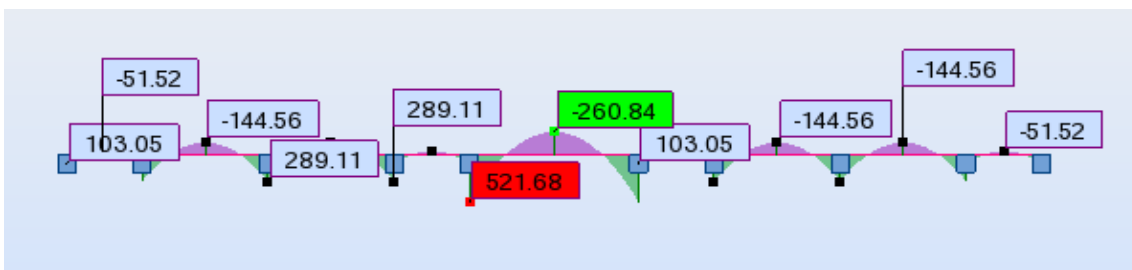


Fig. VII-6) : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.

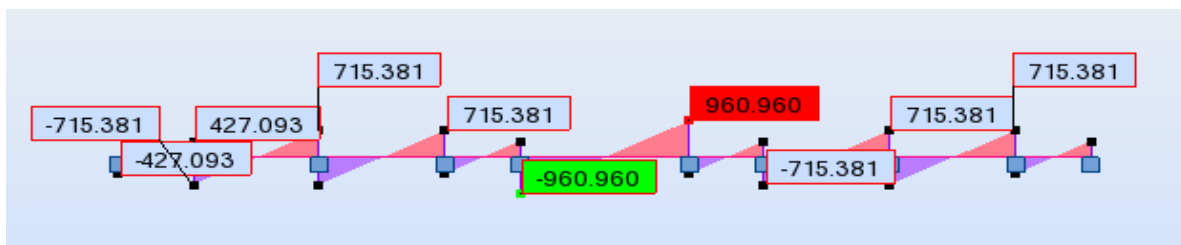


Fig. VII-7) : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.

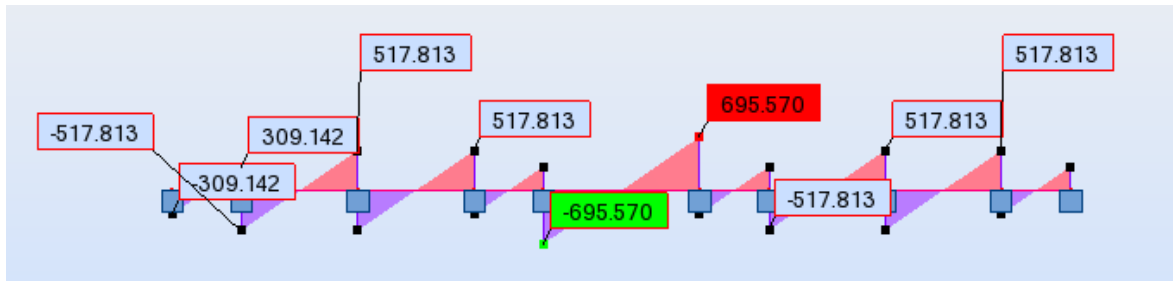


Fig. VII-8) : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens x-x.

• Sens transversales « Y-Y »:

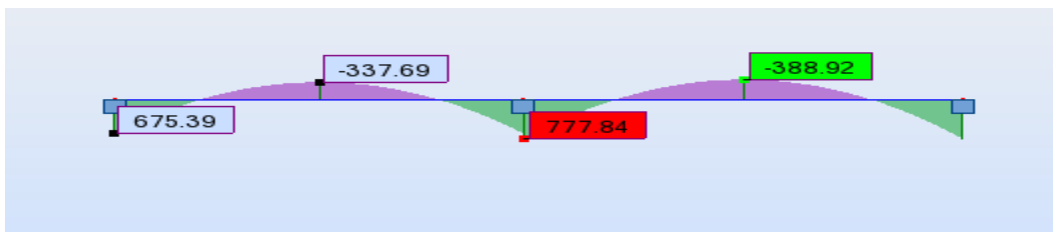


Fig. VII-9) : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.

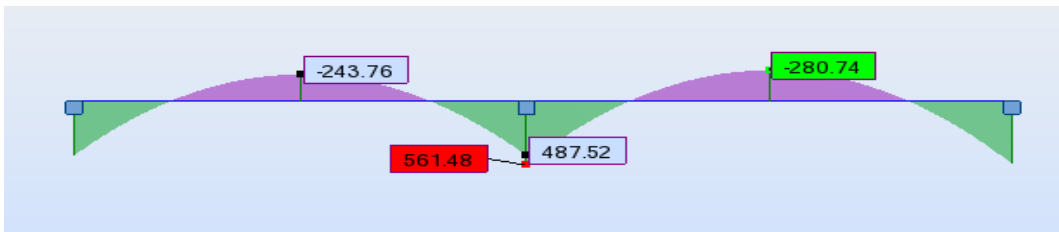


Fig VII-10) : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.

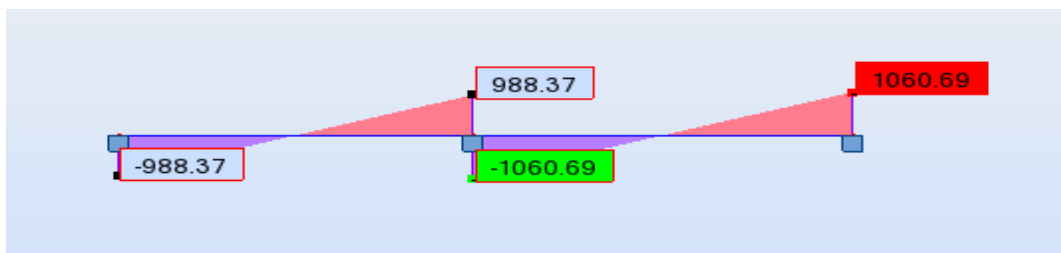


Fig VII-11) : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.

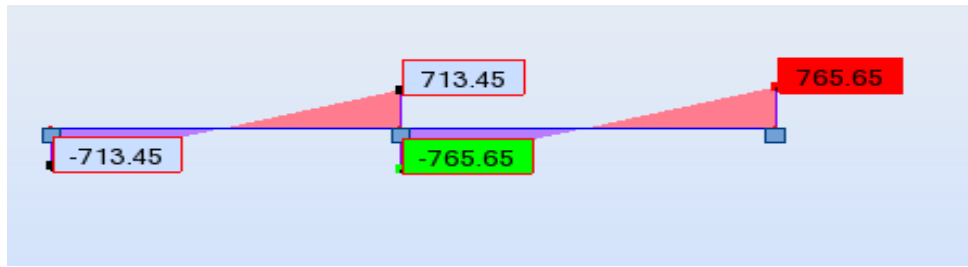


Fig VII-12) : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens y-y.

3-1) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments maximaux suivant les deux sens, Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

$b=60\text{ cm}$ $d=97\text{ cm}$ $f_{bc}=14,2\text{ MPa}$ $\sigma_s=348\text{ MPa}$

• **Sens longitudinale « X-X » :**

		M KN.m	μ	β	A_{cal} (Cm ²)	choix	A_{adop} (Cm ²)
Sens X-X	Appui	720,72	0,090	0,953	22,40	5HA20+5HA16	25,76
	Travée	360,36	0,044	0,978	10,91	5HA20	15,71

• **Sens transversales « Y-Y »:**

		M KN.m	μ	β	A_{cal} (Cm ²)	choix	A_{adop} (Cm ²)
Sens Y-Y	Appui	777,84	0,098	0,948	24,30	5HA20+5HA16	25,76
	Travée	388,92	0,048	0,975	11,81	5HA20	15,71

3-2) Vérification à l'ELU :

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = 7,02 \text{ cm}^2$$

$A_{adoptée} > A_{min}$ condition vérifiée.

- **Espacement des armatures :**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{25 ; 14,4\}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

- En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 50 \text{ cm}.$$

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

- **Armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = 6,66 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

✓ **En zone nodale :** $A_{\min} = 0,003 S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2$

✓ **En zone courante :** $A_{\min} = 0,003 S_t \times b = 2,7 \text{ cm}^2$

Soit $A_t = 6\text{HA}8 = 3,01 \text{ cm}^2$.

- **Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit : **2HA14** avec : $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

- **Sens longitudinale « X-X » :**

$$\tau_u = \frac{960,96 \times 10^3}{600 \times 970} = 1,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

- **Sens transversales « Y-Y » :**

$$\tau_u = \frac{1060,69 \times 10^3}{600 \times 970} = 1,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

3-3) Vérification à l'ELS :• **Sens longitudinale « X-X » :**○ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{720,72}{521,68} = 1,38$$

$$\alpha = 0,0854 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

○ **En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{360,36}{260,84} = 1,38$$

$$\alpha = 0,0406 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens transversales « Y-Y » :**○ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{777,84}{561,48} = 1,38$$

$$\alpha = 0,0907 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

○ **En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{388,92}{280,74} = 1,38$$

$$\alpha = 0,0459 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition « $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : «BAEL91», «RPA99/ version2003» ainsi que les divers documents techniques.

Les difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure, ainsi qu'à travaillé en parallèle avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience, de longues discussions ont apporté un bagage favorable en plus pour nous.

Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier, qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence .

En fin nous souhaitons que ce modeste travail sera un support et un apport pour les promotions à venir.

Bibliographie

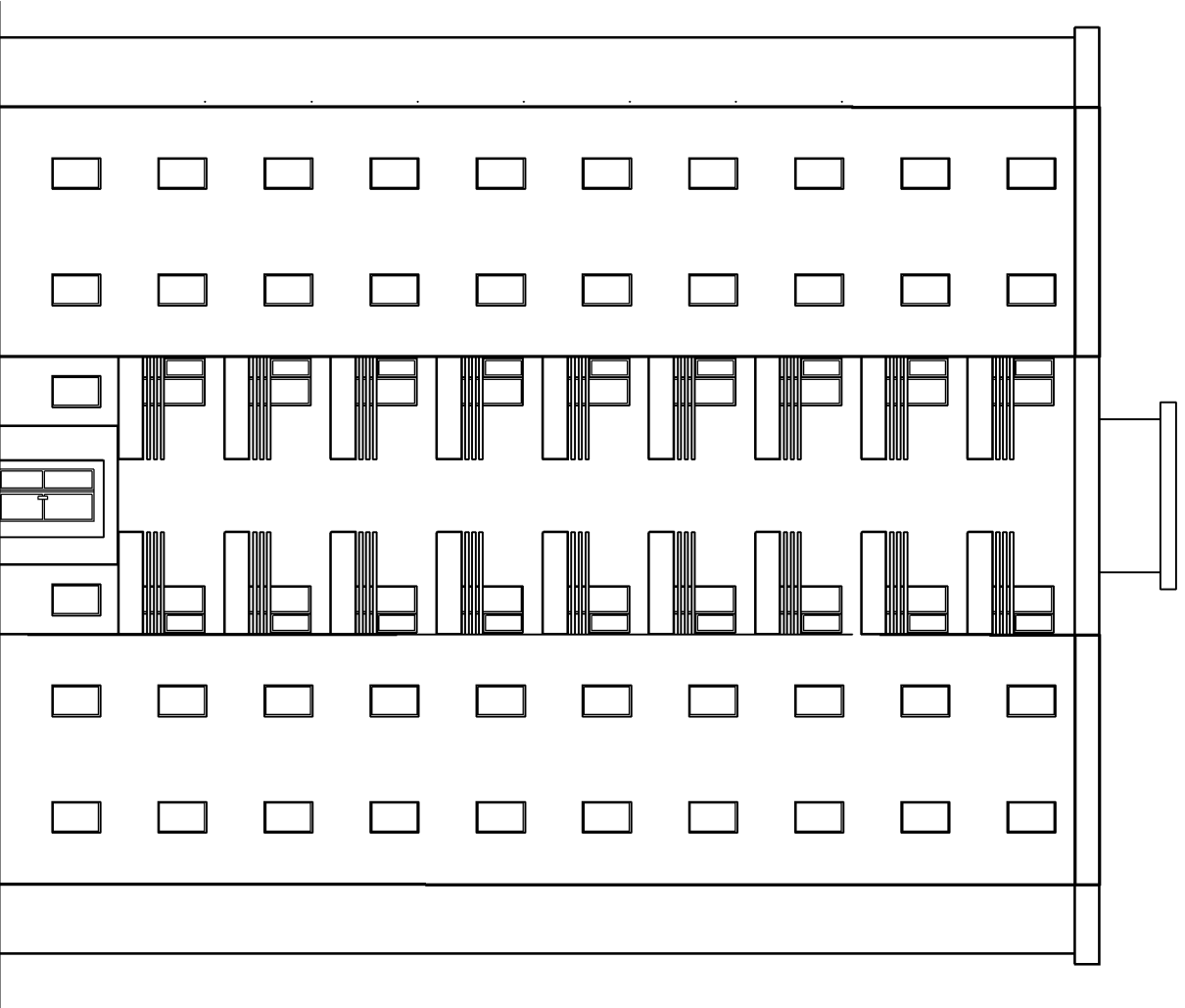
- Règles parasismiques Algériennes (**RPA 2003**).


 - Règles techniques et calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ;
BAEL91modifier 99.

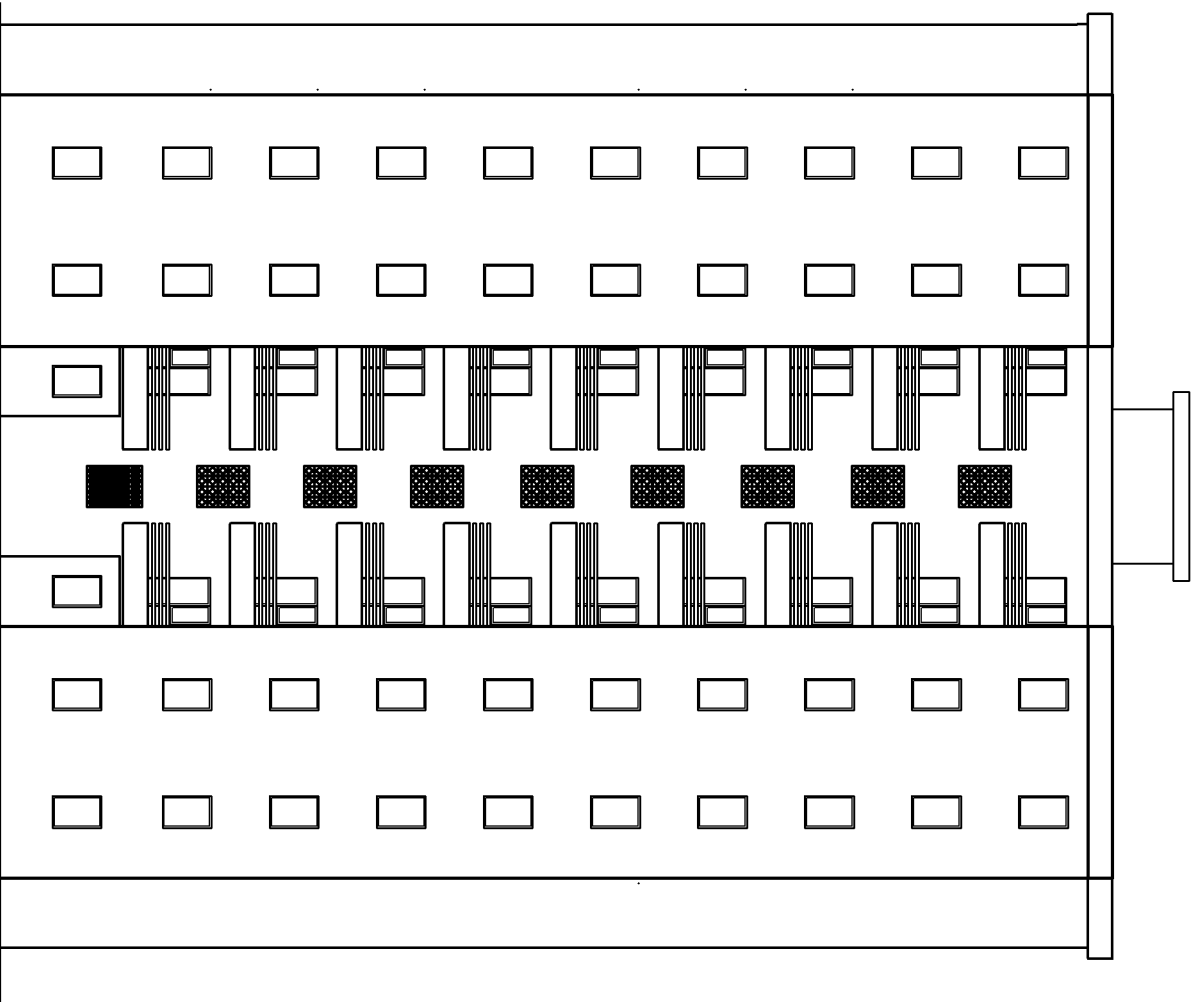
 - **DTR B.C.2.2** : « Charges permanentes et surcharges d'exploitations » **CGS, Alger 1989**.


 - Thèses de **MASTER** en génie civil des promotions précédentes.

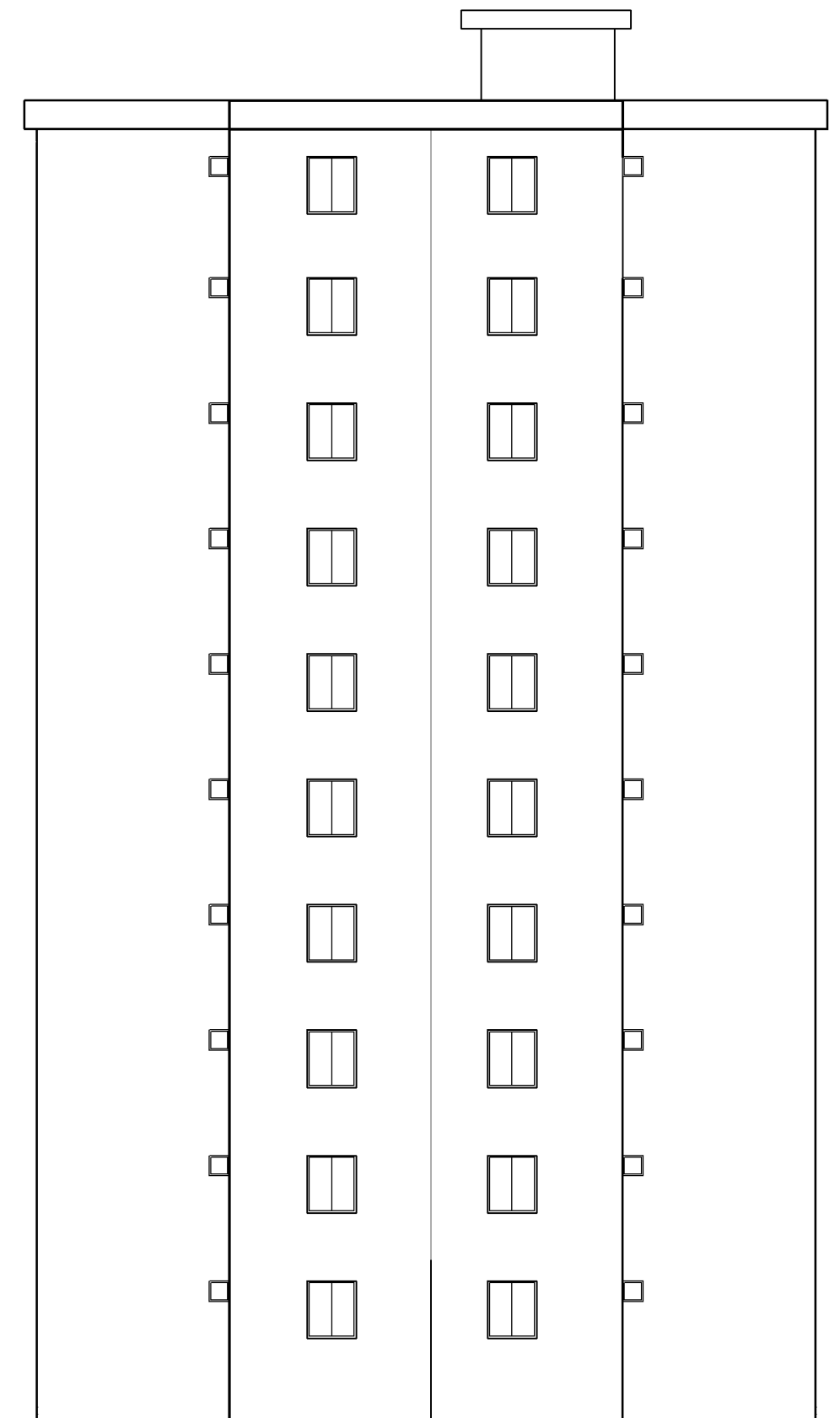
 - Cours et TD des années de spécialité.
-




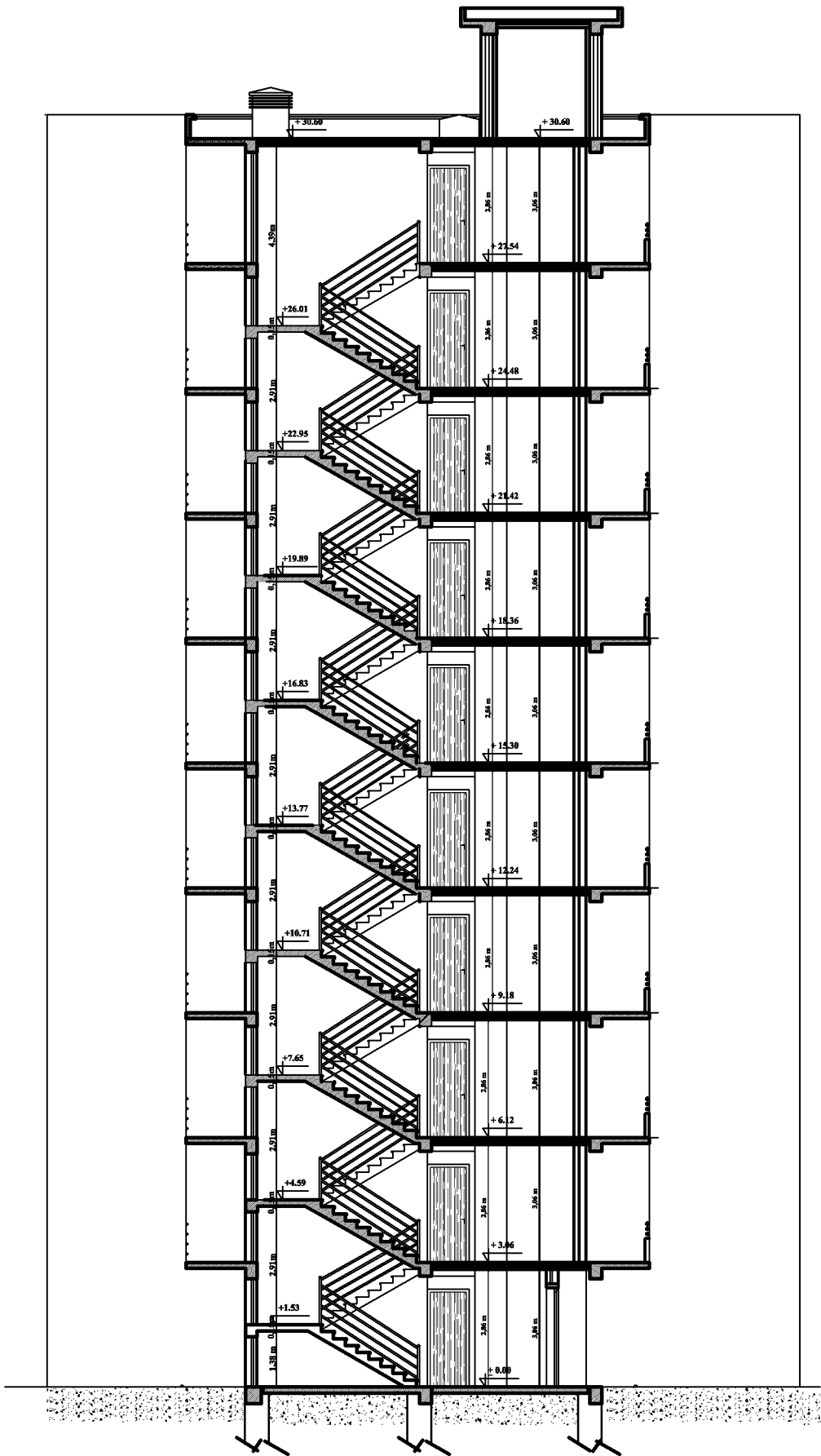
République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Projet : Renfer à deux niveaux R+9	
 Université MOULOUD ELBAHEDI de TIZ-OUZOU	TITRE: FACADE PRINCIPALE
Dessiné par: M. Amel ALBAHEDI	Echelle: 1/25
Date: 03/09/2015	Promotion: 2014/2015




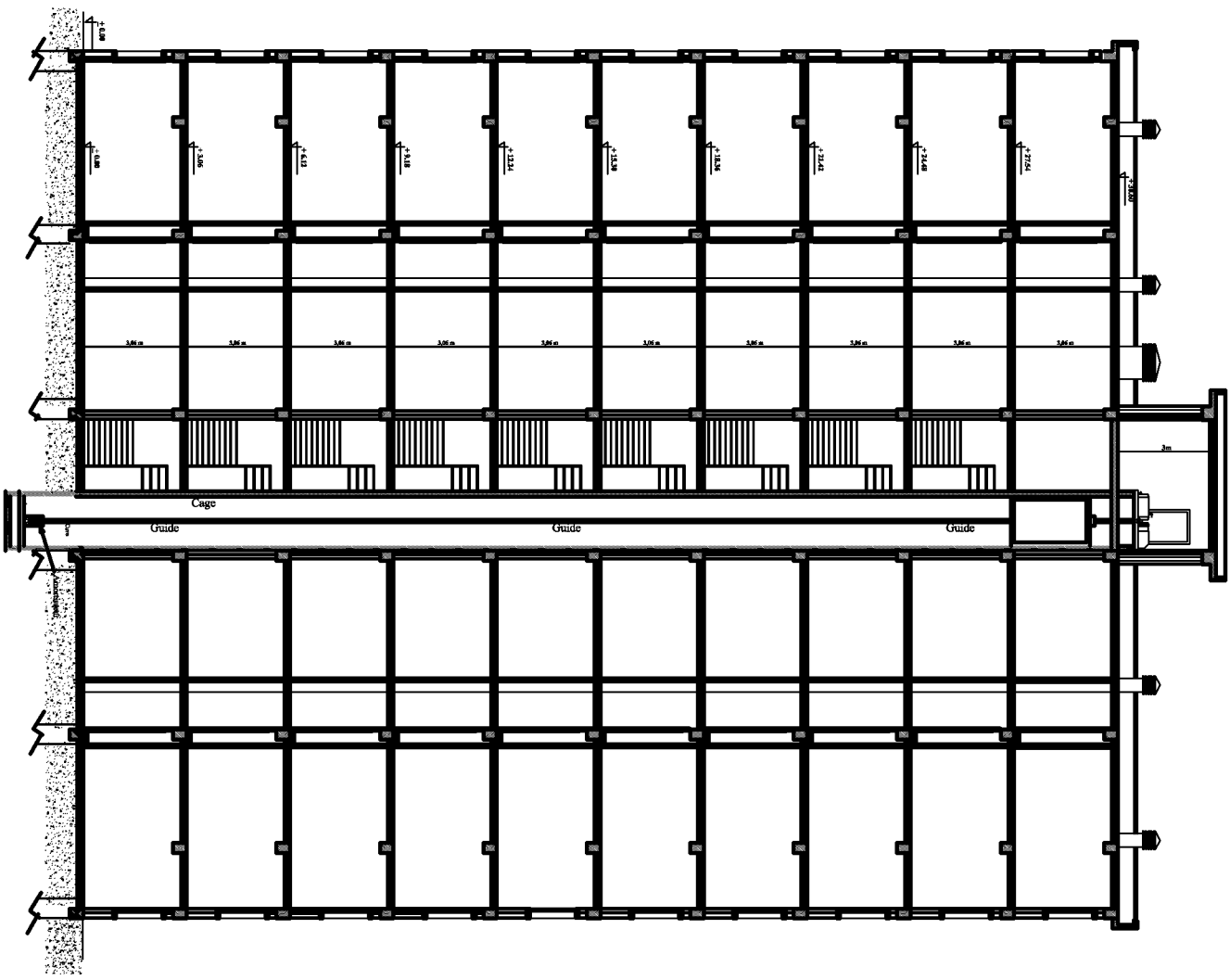
République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Projet : Renfer à nos Braves 819	
 Université MOULOUD MAMMERI de TIZOUDOU	TITRE: FACADE POSTERIEURE
Directeur: M. Mohamed Soula M. Mohamed Tassou M. Mohamed M. Mohamed	Echelle: 1/25
Date: 01/09/2015	Promotion: 2014/2015




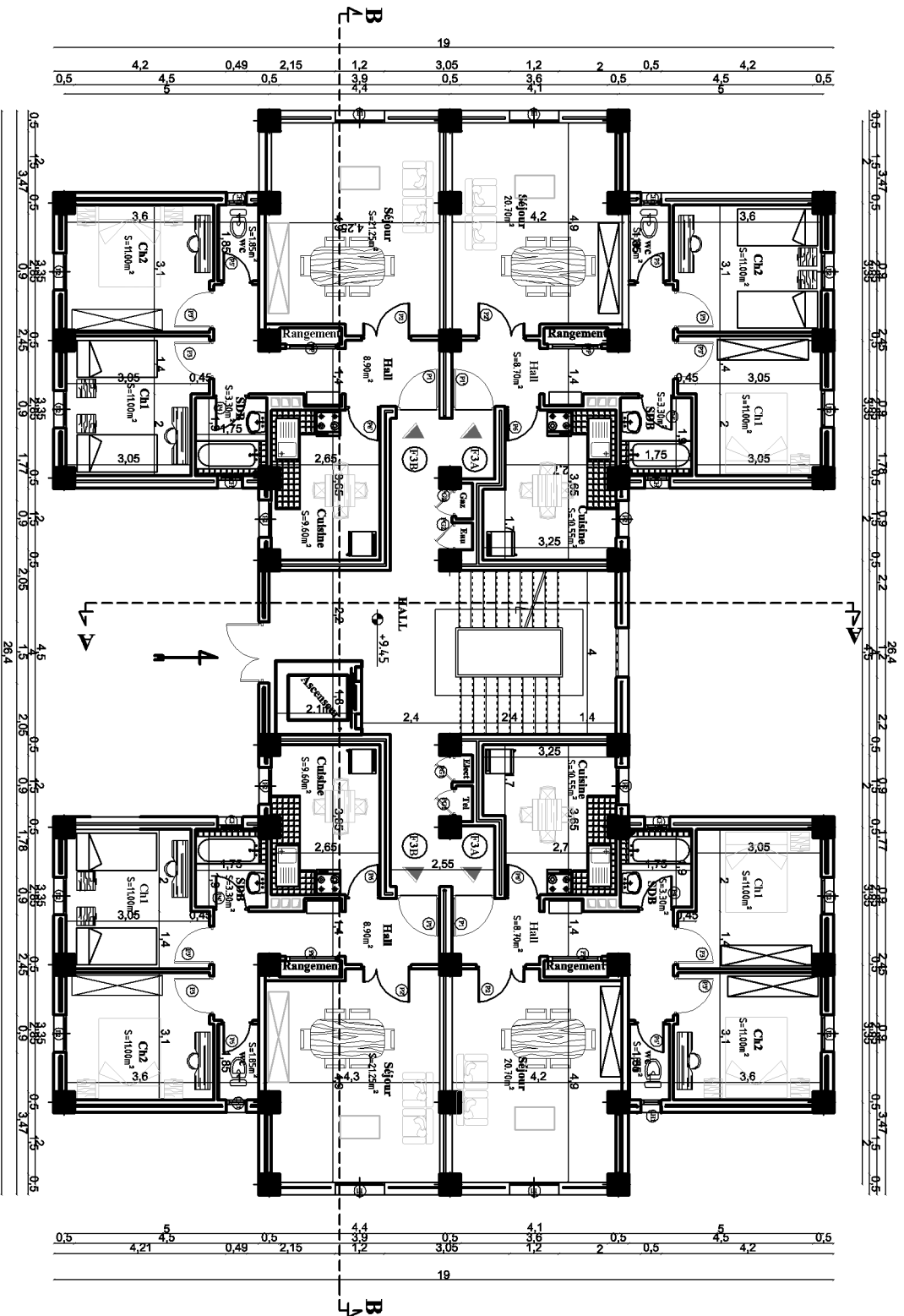
République Algérienne Démocratique et Populaire	
Faculté de Génie de la Construction	
Département de Génie Civil	
Projet : Étude d'une Structure R+9	
	Université MOULOUD MAMMARI de TIZI-OUZOU
Réalisé par: Mlle: Mehkéné Souid Mlle: Mouna Hamza	TITRE: FACADE LATÉRALE
Dirigé par: Mme: Altama	Echelle: 1/25
par: _____	Date: 03/09/2015
Promotion: 2014/2015	




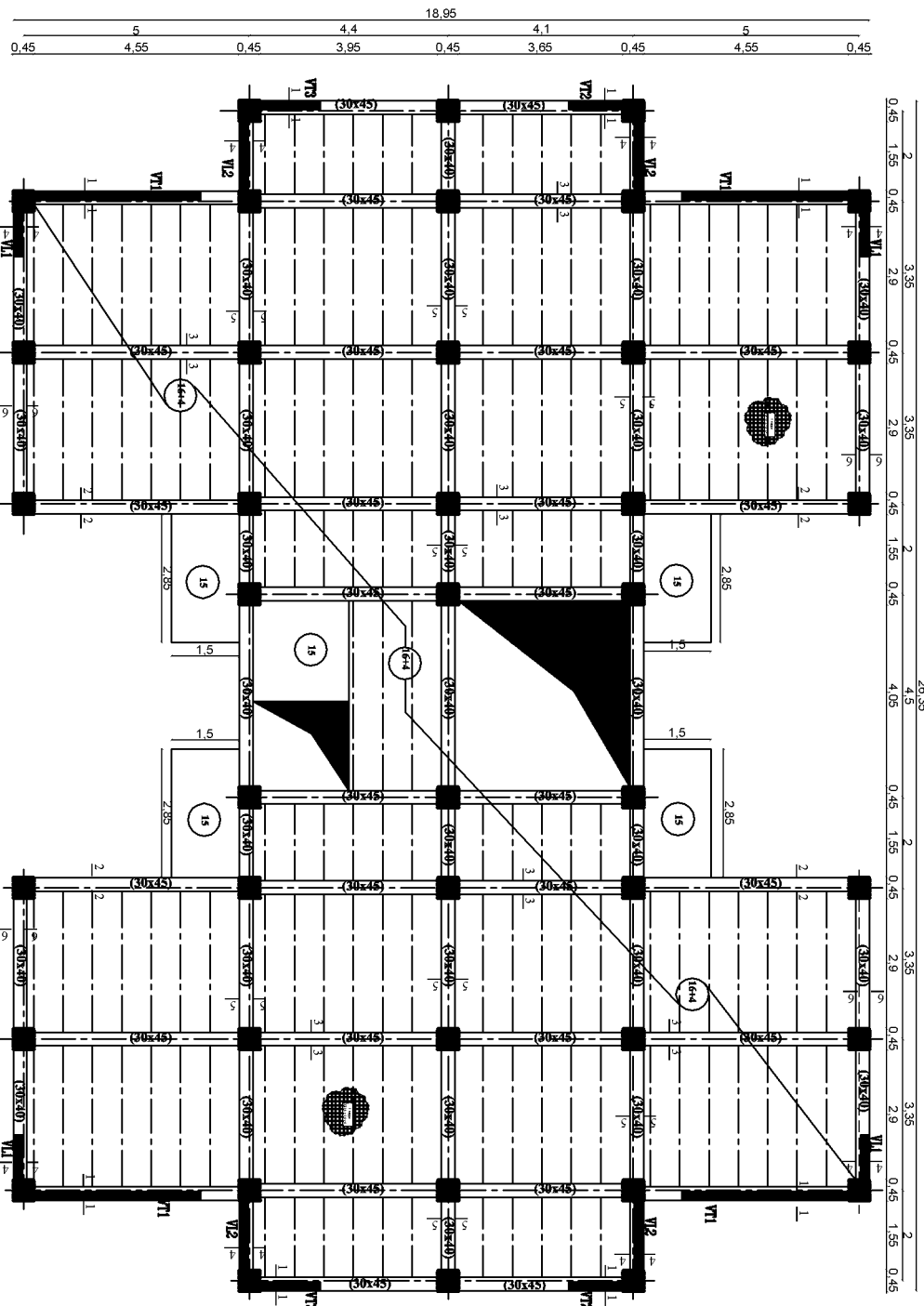
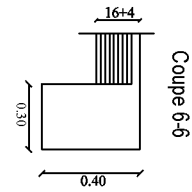
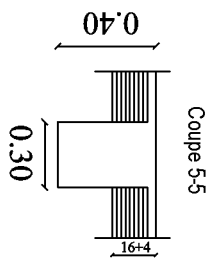
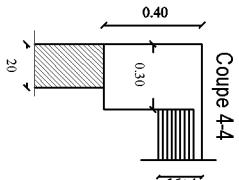
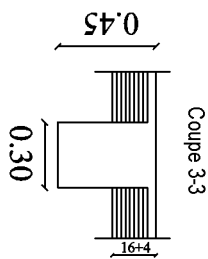
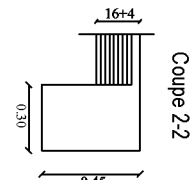
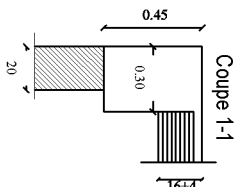
République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Projet : Étude d'une Structure R+9	
	Université MOULOUD MAMMARI de TIZI-OUZOU
Rédité par: Mlle: Mehkéné Souis Mlle: Mouna Hanina	TITRE: Coupe A-A
Dirige par: M. Altama	Echelle: 1/25
Date: 03/09/2015	Promotion: 2014/2015



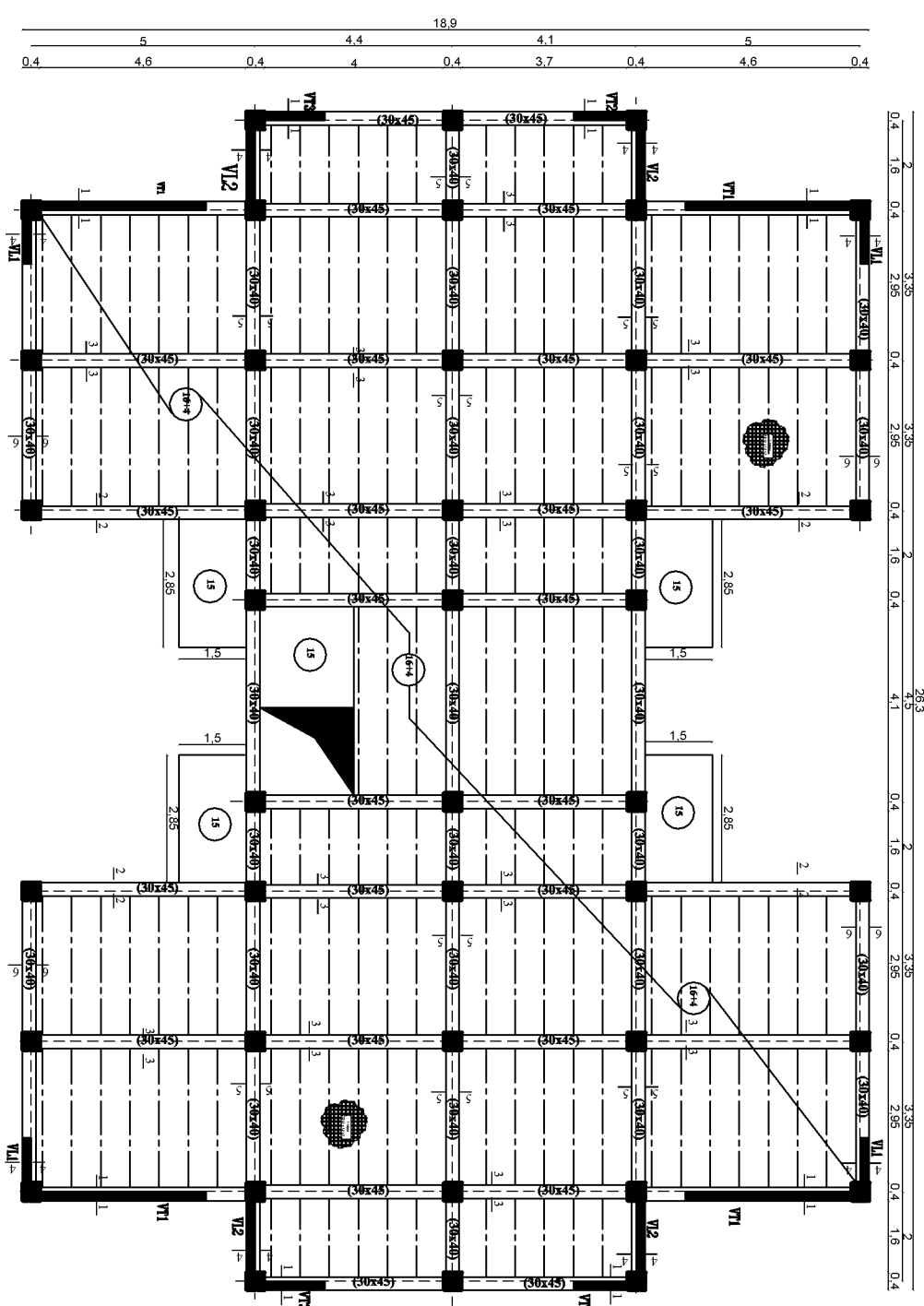
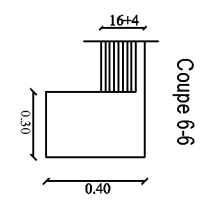
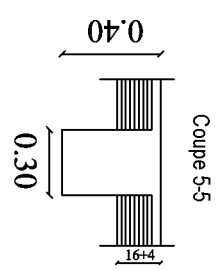
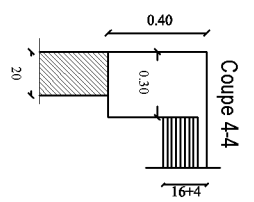
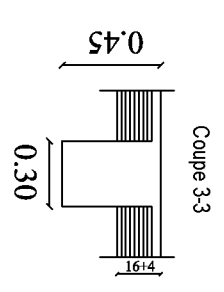
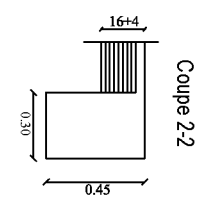
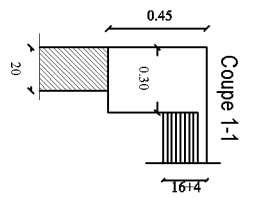
République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		Projet : Bâtiment des Services 3/9	
 Université MOULOUD MAMMERI de TIZ-OUZOU		TITRE: Coupe B-B Echelle: 1/25	
Dessiné par: M. M. M. M.		Promoteur:	
Date: 03/09/2015		Promotion: 2014/2015	



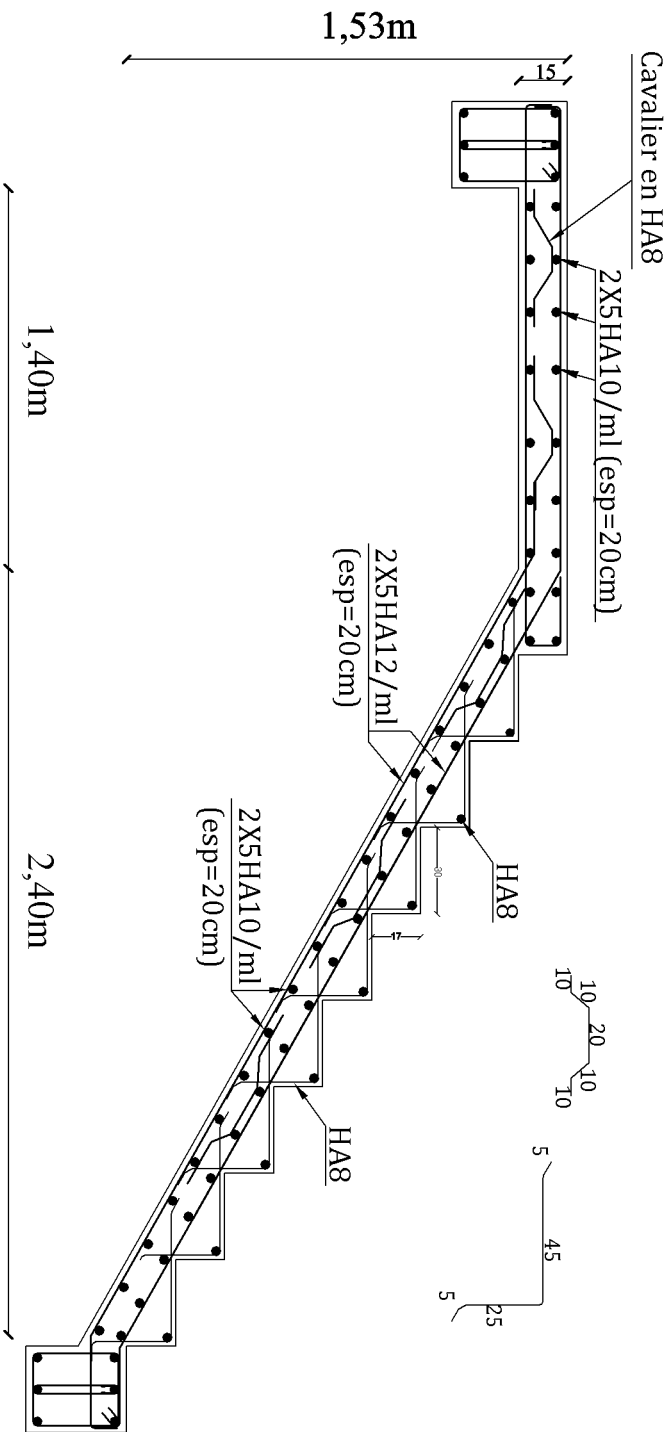
République Algérienne Démocratique et Populaire Frontale de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Projet : Terrain de l'Etat Bouskora 3/9	
	Université MOULOUD ABACHREBI de TIZI-OUZOU
TITRE: Plan RDC	
Dessiné par: M. Amel ALIBACH	Echelle: 1/25
Date: 01/09/2015	Promotion: 2014/2015




République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Projet : Bâtiment des Services NS	
	Université MOULOUD MAMMERI de TIZOUDOU
Institut Supérieur Mouloud Mammeri Sciences Médicales, Médicales, Biologiques et Pharmaceutiques	TITRE: Plan de coffrage 3/4 et sans déage
Directeur: M. M. M.	Echelle: 1/25
Promoteur:	Date: 02/09/2015
Promotion: 2014/2015	

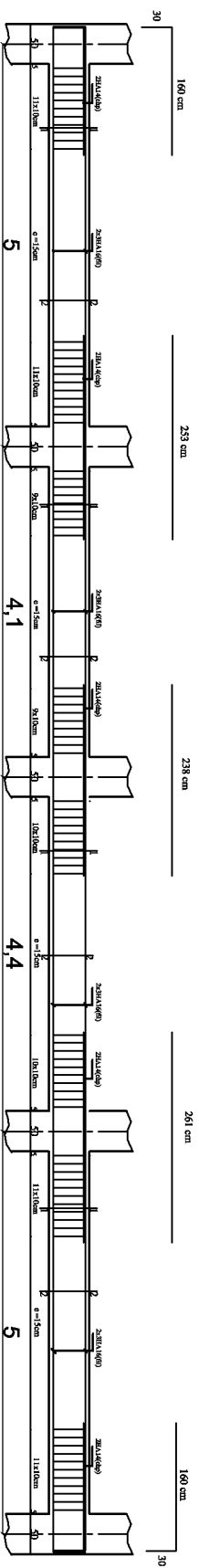


République Algérienne Démocratique et Populaire Front de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Projet : Bâtiment des Services NS	
	Université MOULOUD MAMMERI de TIZI-OUZOU
Diplômé M. Mohamed Souda M. Mohamed Henni	TITRE: Plan de coffrage de la terrasse
Dessiné par M. M. M. M.	Echelle: 1/25
Promoteur	Date: 03/09/2015
Promotion: 2014/2015	



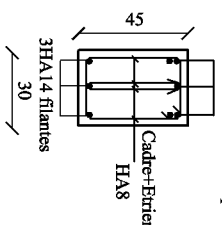
République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Projet : Etude d'une Structure R+9	
	Université MOULOUD MAMMARI de TIZI-OUZOU
Rédité par: Melle: Mohamed Souia Melle: Massed Hassina	TITRE: Ferrailage des escaliers
Dirigé par: Mme: Aikama	Echelle: 1/25
planche:	Date: 03/08/2015
Promotion: 2014/2015	

Poutres Principales



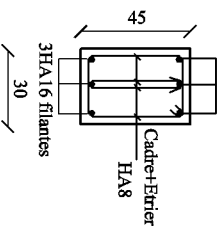
3HA16 filantes +2HA14 chapeaux

Coupe 1-1

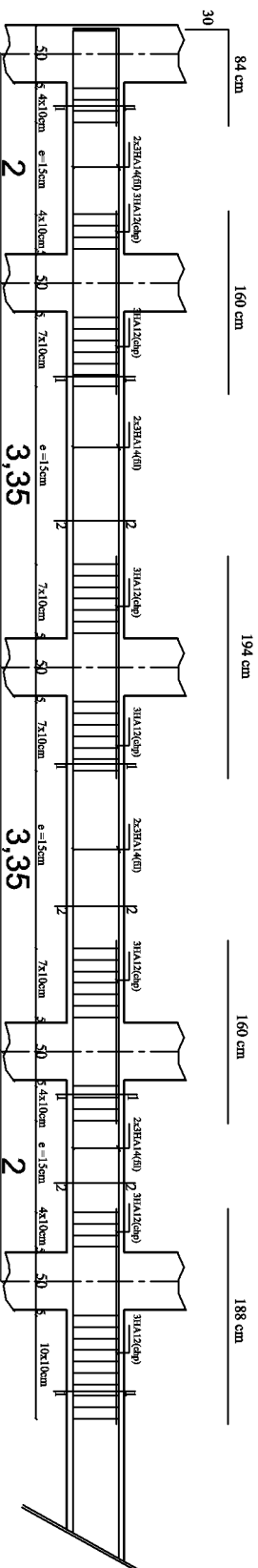


3HA16 Filantes

Coupe 2-2

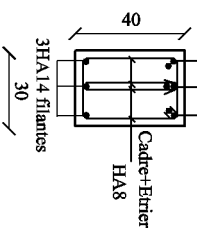


Poutres Secondaires



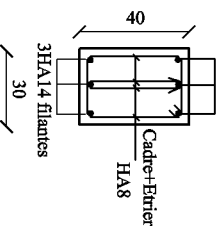
3HA14 filantes +3HA12 chapeaux

Coupe 1-1

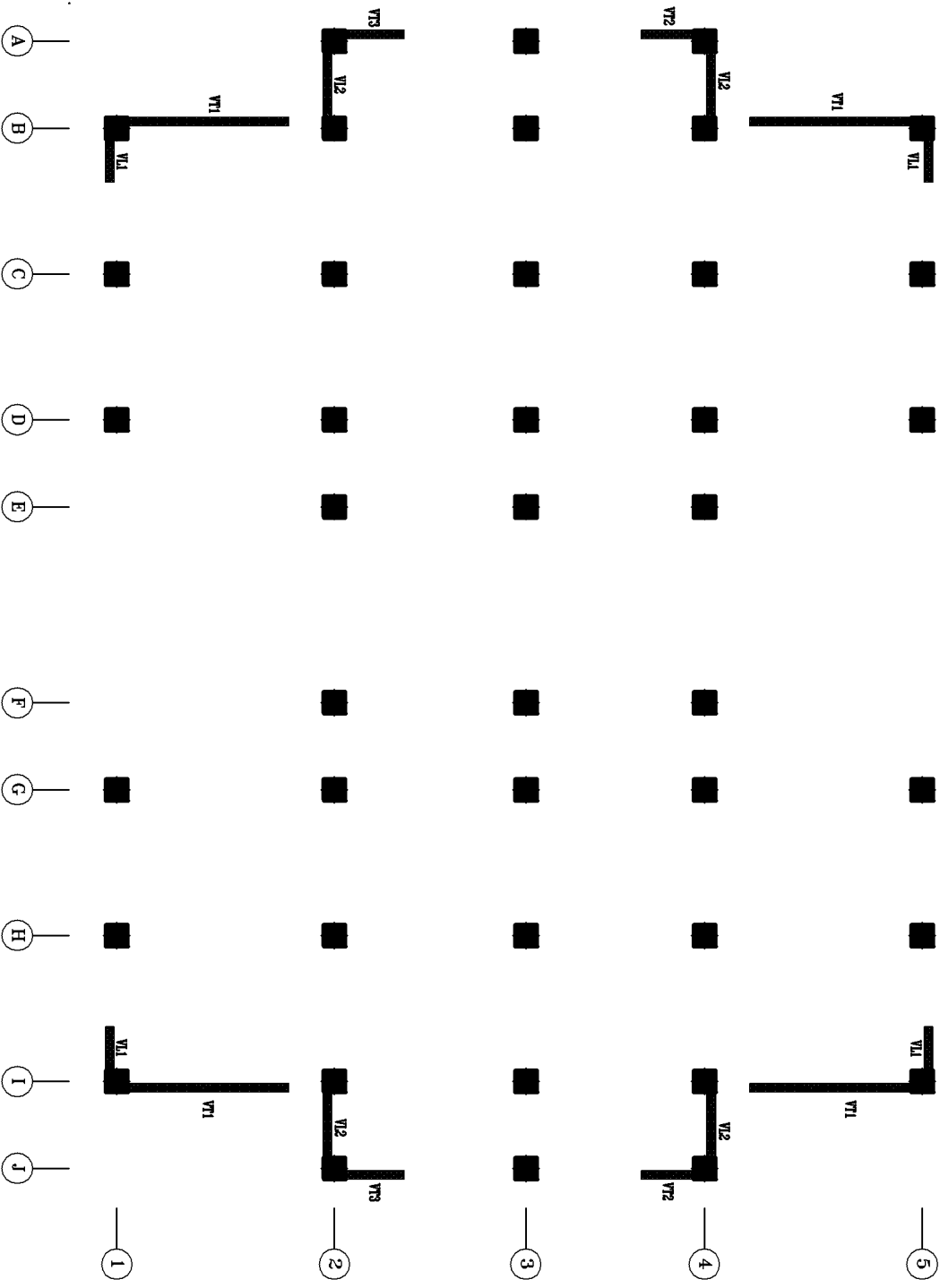



3HA14 Filantes

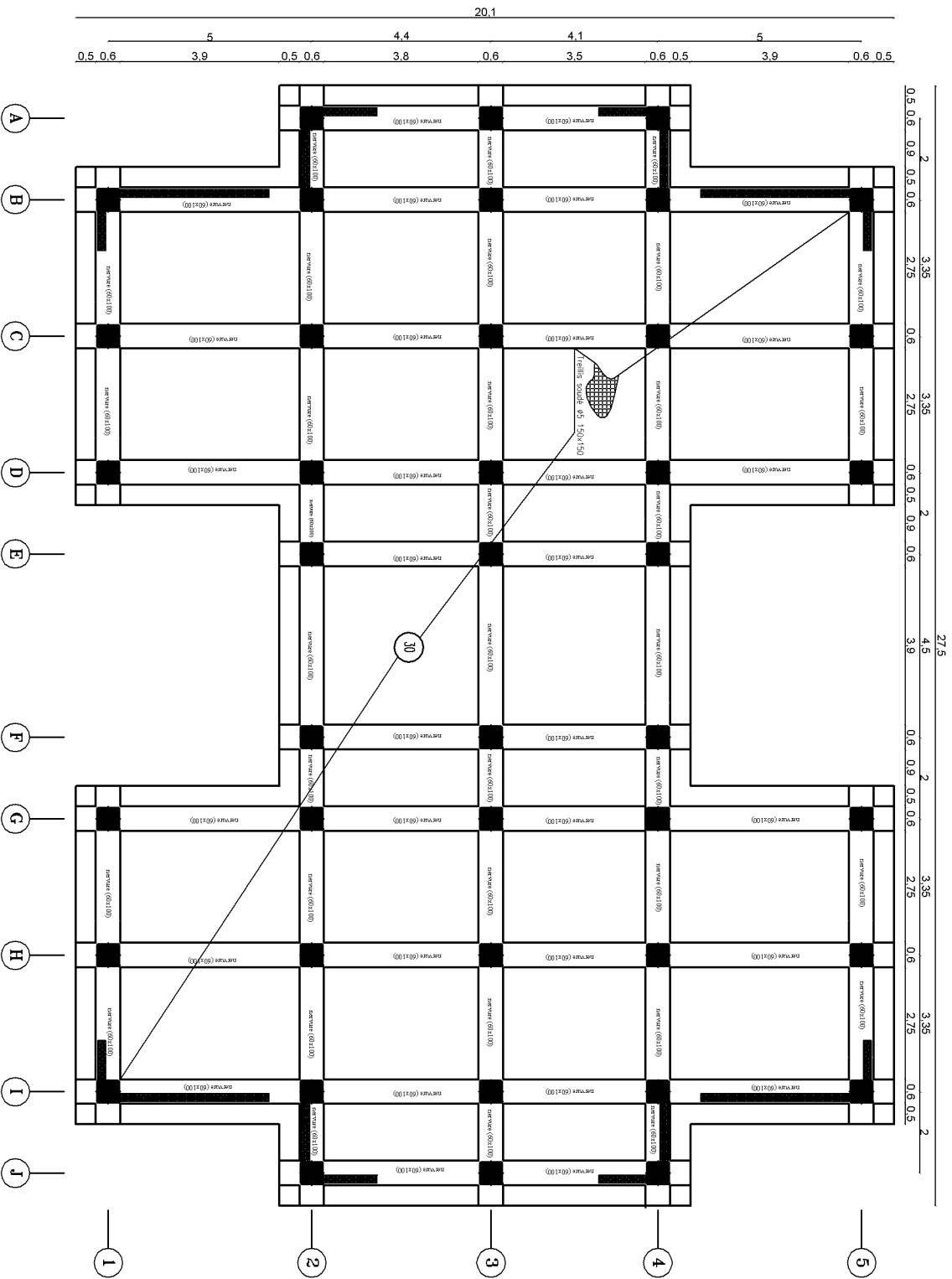
Coupe 2-2




République Algérienne Démocratique et Populaire Front de Génie de la Construction Département de Génie Civil		Université MOULOUD MAMMERI de TIZ-OUZOU	
Projet: Bâtiment des Services NS		TITRE: Remillage des Poutres	
Dessiné par: M. Mohamed Hameza	Vérifié par: M. Mohamed Hameza	Echelle: 1/25	Date: 05/09/2015
Promoteur:	Promotion: 2014/2015		

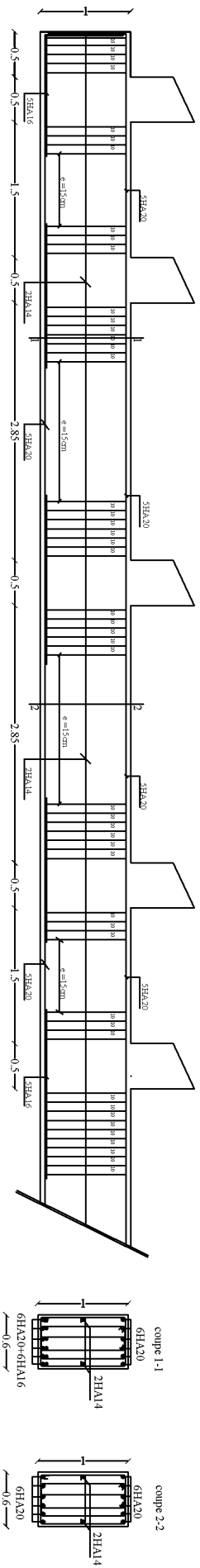


République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Projet : Bâtiment à usage résidentiel R+3	
	Université MOULOUD ELBAHREMI de TIZI-OUZOU
Travaillé par: M. Mouloud Mouloudi M. Mouloud Mouloudi	TITRE: DISPOSITION DES VOILES
Dessiné par: M. Mouloud Mouloudi	Echelle: 1/25
Date: 03/09/2015	Promotion: 2014/2015

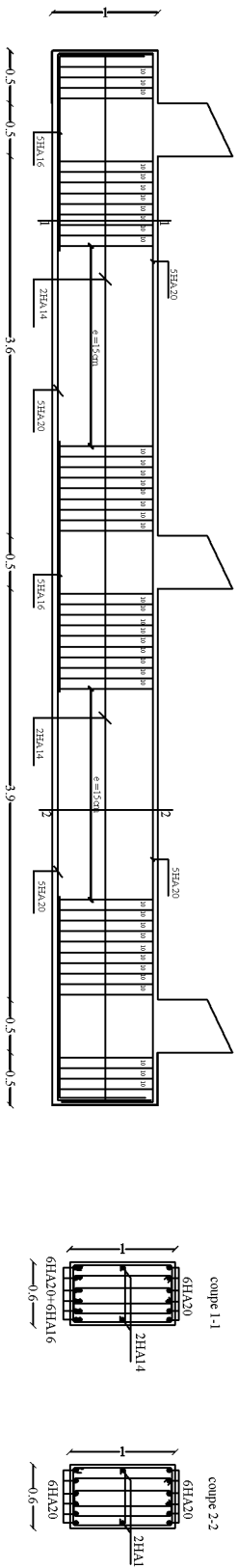


République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		Projet : Bâtiment à usage résidentiel	
 Université MOULOUD ABRAHIM de TIZ-OUZOU		TITRE: Collège de reader	
Directeur: M. Mohamed Souda M. Mohamed Hassen		Date: 05/09/2015	
Dessinateur: M. Youssef		Echelle: 1/25	
Promoteur:		Promotion: 2014/2015	

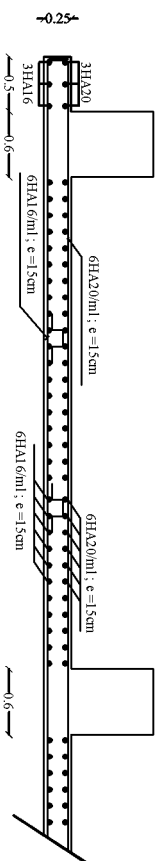
Ferrailage de la nervure dans le sens X-X



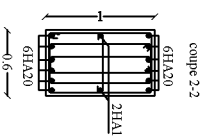
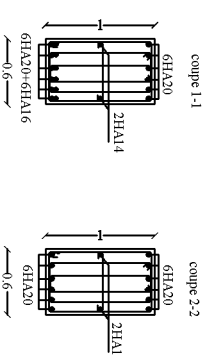
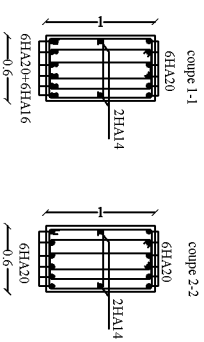
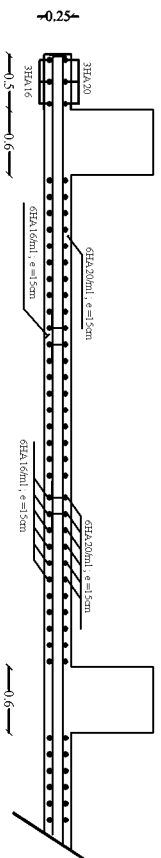
Ferrailage de la nervure dans le sens Y-Y



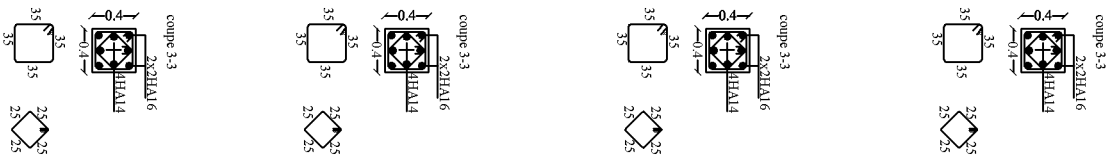
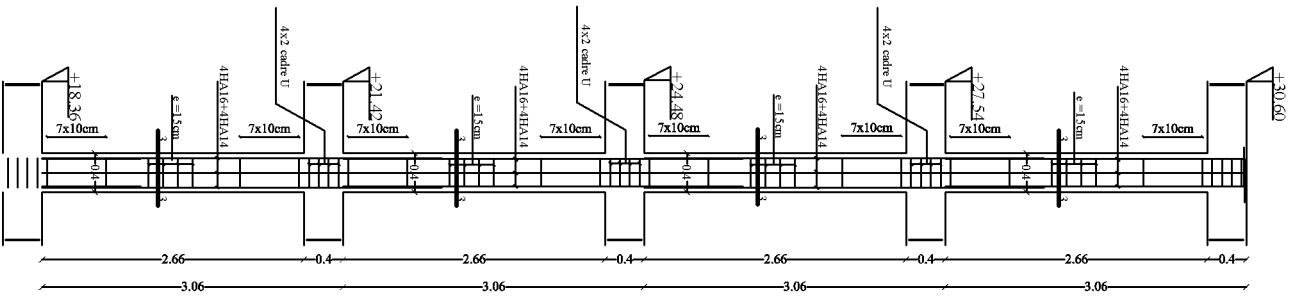
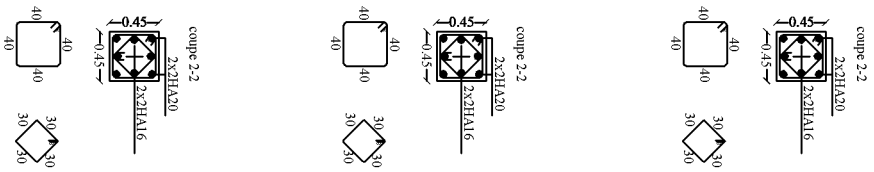
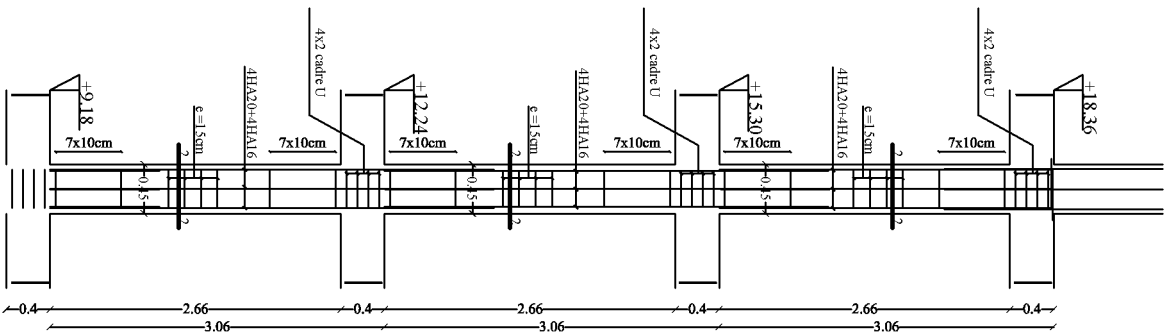
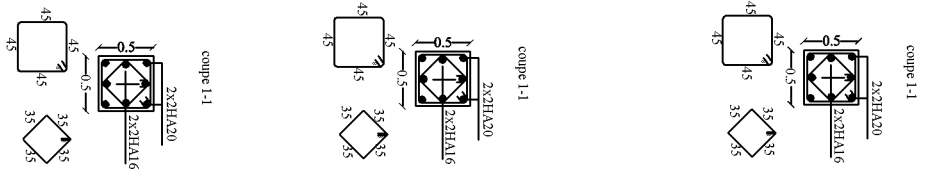
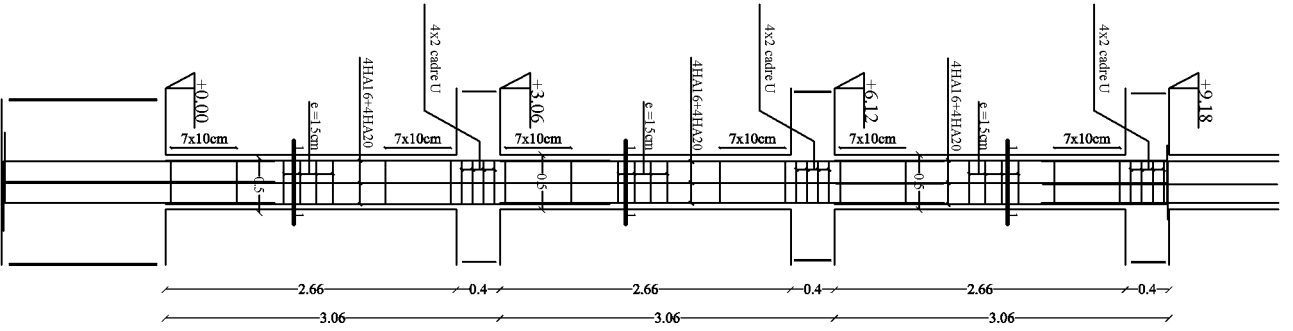
Ferrailage du radier général dans X-X



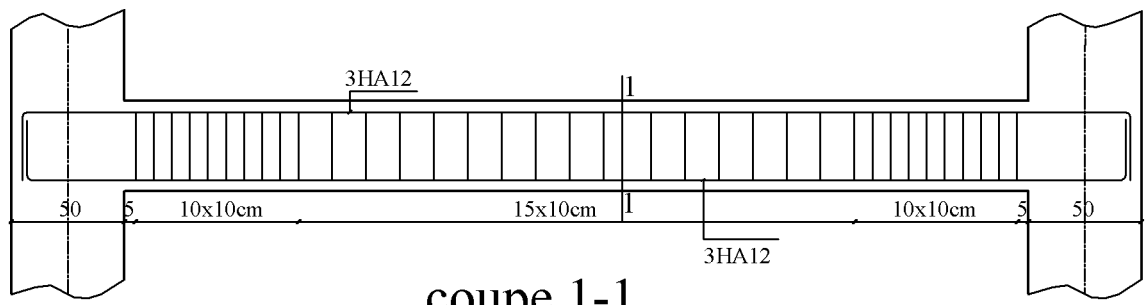
Ferrailage du radier général dans Y-Y



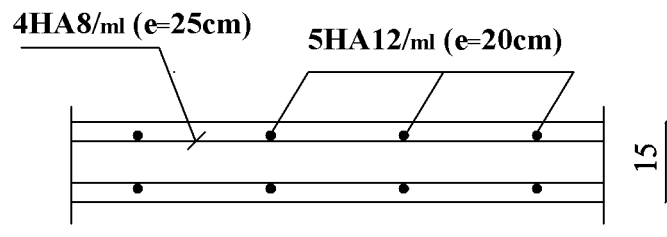
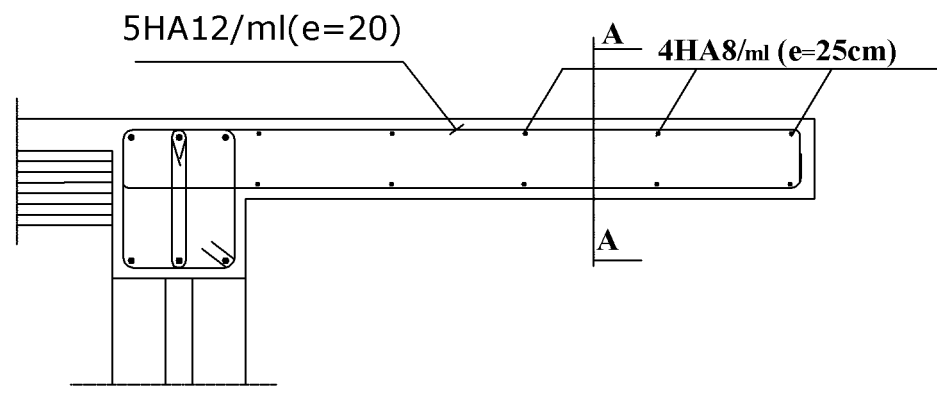
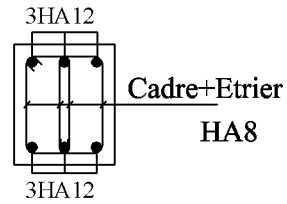
République Algérienne Démocratique et Populaire Front de Génie de la Construction Département de Génie Civil		Université MOULOUD MAMMERI de TIZ-OUZOU	
Projet : Radier à deux niveaux R1/R2		TITRE: Ferrailage de la nervure Ferrailage du radier	
Dessiné par: Youssef Akkouch		Echelle: 1/25	
Date: 05/09/2015		Promotion: 2014/2015	




République Algérienne Démocratique et Populaire Front de Génie de la Construction Département de Génie Civil		Université MOHAMED ELBAHREMI de TIZ-OUZOU	
Projet : Pont à Vaux Brevenet 839		TITRE: Familage des poteaux	
Dessiné par: M. M. ALBAHREMI		Echelle: 1/25	
Promoteur: Promotion: 2014/2015		Date: 05/09/2015	

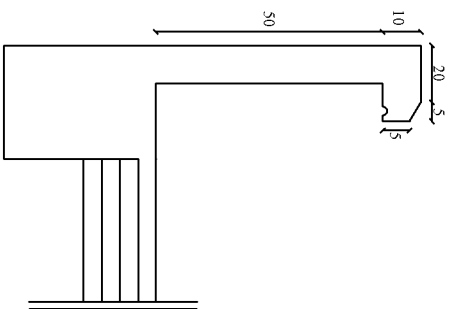


coupe 1-1

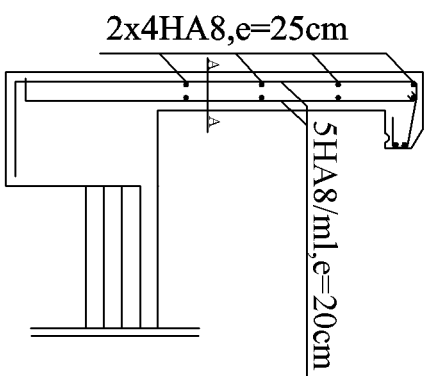


Coupe A-A

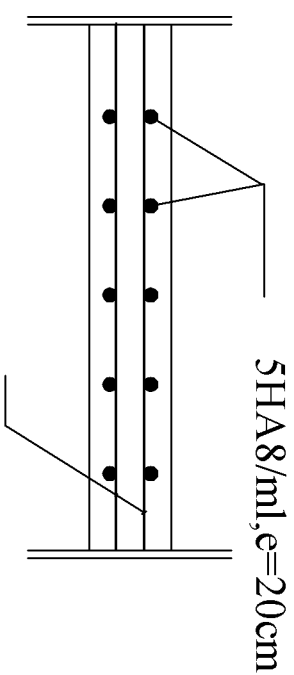
République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Projet : Etude d'une Structure R+9	
	Université MOULOUD MAMMERI de TIZI-OUZOU
Etudié par: Melle: Mokhtari Sonia Melle: Massad Hassma	TITRE: Ferrailage de poutre paliere Ferrailage du balcon
Dirige par: Mme: Aikama	Echelle: 1/25
plancher:	Date: 03/09/2015
Promotion: 2014/2015	



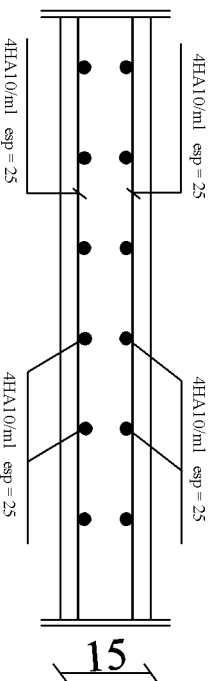
Coffrage de l'Acrotère



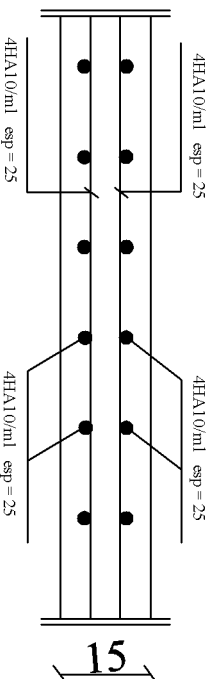
Ferrailage de l'Acrotère



2x4HA8, e=25cm
Coupe A-A



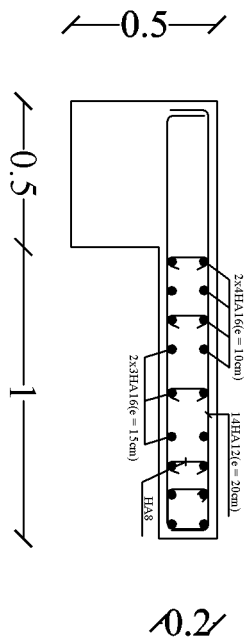
sens X-X



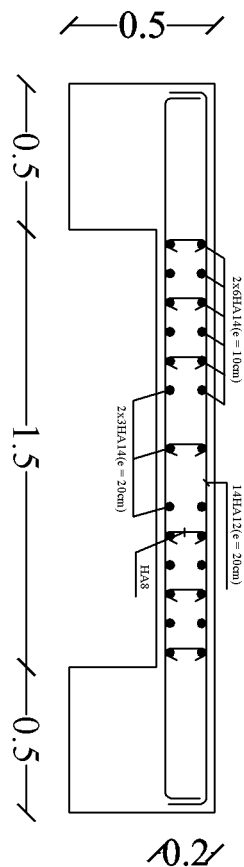
sens Y-Y

République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		Université MOULOUD MAMMERI de TIZI-OUZOU	
Projet : Etude d'une Structure R+9		TITRE: Ferrailage de l'acrotère Ferrailage de la salle machine	
Endé par: Melle: Mohamed Souia Melle: Massed Hassina		Dirigé par: Mme: Aikama	
planche:		Echelle: 1/25	
Date: 03/09/2015		Promotion: 2014/2015	

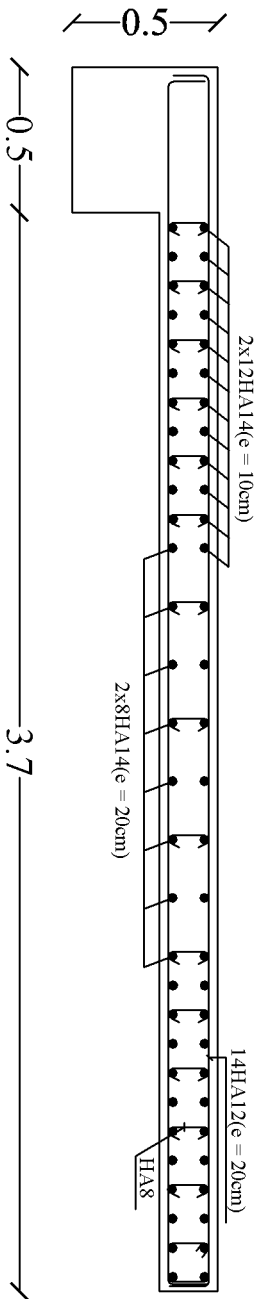
VOILE LONGITUDINAL VL1



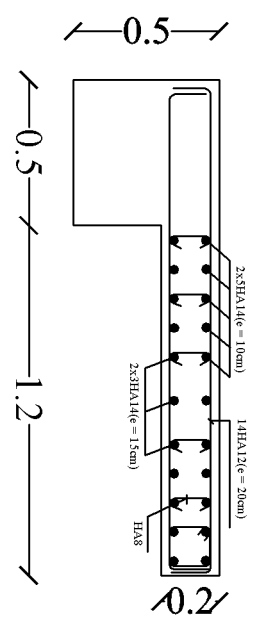
VOILE LONGITUDINAL VL2



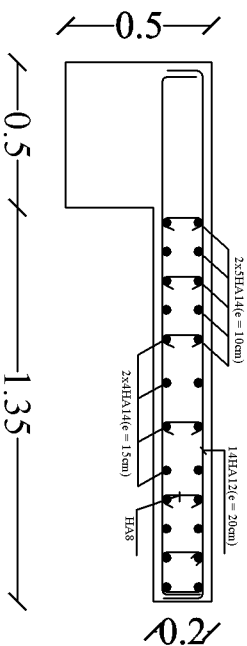
VOILE TRANSVERSAL VT1



VOILE TRANSVERSAL VT2



VOILE TRANSVERSAL VT3



République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Projet : Etude et mise Structure R+3	
Université MOULOUD KHAMRARI de TIZ-OUZOU	TITRE: Ferrillage des voiles
Dessiné par: M. Amel Khamar	Echelle: 1/25
Date: 04/09/2015	Promotion: 2014/2015